



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Jouni Marjaniemi

NUPU- JA NOPPAKIVIPÄÄLLYSTEISEN KADUN RAKENNERAT- KAISUT

Diplomityö

Tarkastaja: professori Pauli Kolisoja
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekun-
taneuvoston kokouksessa 7. loka-
kuuta 2015

TIIVISTELMÄ

Rakennustekniikan koulutusohjelma
Tampereen teknillinen yliopisto
Diplomityö, 112 sivua, 23 liitesivua
Tammikuu 2016
Rakennustekniikan Diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Pääaine: Yhdyskuntarakentaminen
Tarkastaja: Prof. Pauli Kolisoja

Avainsanat: nupukivi, noppakivi, asennushiekka, katurakenne, kiveys, sauma.

Diplomityön tarkoituksena oli selvittää suomalaisia nupu- ja noppakivirakenteiden vaatimuksia ja rakennustapoja katualueella, ja arvioida niiden soveltuvuutta raskaan liikennekuorman alueille. Suomen rakennuskäytäntöjä ja -materiaaleja verrattiin ennalta valittuihin verrokkimaihin, joita olivat Ruotsi, Norja, Saksa, Skotlanti ja Yhdysvallat.

Rakennusmateriaalien vaatimuksissa suurimmat erot verrokkimaiden kesken olivat sitomattoman asennushiekan/-soran rakeisuusohjealueissa ja sidottujen materiaalien lujuusominaisuuksissa. Suomessa käytetyn sitomattoman asennushiekan/-soran rakeisuusohjealue on verrokkimaihin verrattuna selvästi laajempi ja se sallii suurimmillaan hienoaainespitoisuuden ($< 0,063$ mm) 14 prosenttia. Verrokkimaiden ohjeissa asennushiekan hienoaainespitoisuus pyrittiin minimoimaan 0–3 prosenttiin. Suomessa kiveysrakenteiden sidottujen materiaalien lujuusominaisuuksille ei ole katuluokkaan tai rakennetyyppiin sidottuja vaatimuksia, kuten verrokkimaiden ohjeissa on esitetty. Verrokkimaissa sidotuilla materiaaleilla on enemmän vaatimuksia ja ne ovat huomattavasti Suomessa käytettyjä materiaaleja lujempia puristus- ja vetolujuuden mukaan määritettyinä.

Kiveysrakenteiden suunnittelun ongelmaksi havaittiin, niin Suomen kuin myös verrokkimaiden osalta, että niille ei ole kunnollisia rakennusohjeita raskaan liikenteen alueille tai suurille liikennemäärille. Kyselytutkimuksella selvitettiin Suomen kaupunkien (5 kaupunkia) rakenneratkaisuja kiveysrakenteille, niiden kunnossapitoa ja yleisiä ongelmia. Yleisin rakenneratkaisu oli sitomaton nupukiveys, joka kärsii merkittävimmin urautumisesta ja yksittäisistä painumista.

Sitomattoman kiveyksen kuormituskestävyyttä mallinnettiin tierakenteen mitoitusohjelmalla, missä varioitiin asennushiekkakerroksen mitoitusmoduulia ja kerrospaksuutta. Asennusmateriaalin moduulit arvioitiin suomalaisten tienrakenteen suunnitteluohjeiden mukaisesti hyvälle ja kuivalle materiaalille sekä huonolle ja märälle materiaalille, moduulien ollessa välillä 70–200 MPa. Tulokseksi saatiin parhaimman kantavuuden omaavalle asennushiekkamateriaalille laskennallisesti yli sata kertaa suurempi kuormituskestävyys puristusmuodonmuutosta vastaan verrattuna huonoimman kantavuuden omaavaan materiaaliin.

Kyselytutkimuksen, kirjallisuustutkimuksen ja mallinnuksen perusteella annettiin suosituksia kestäväen kiveysrakenteen saavuttamiseksi raskaan liikenteen alueille.

ABSTRACT

JOUNI MARJANIEMI: Structural solutions of streets using natural stone pavements of setts and cubes

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 112 pages, 23 Appendix pages

January 2016

Master's Degree Program in Civil Engineering

Major: Civil Engineering

Examiner: Professor Pauli Kolisoja

Keywords: street structure, sett, cube, bedding sand, natural stone pavement

Master Thesis was intended to collect specification and demands of Finnish natural stone pavements constructed with setts and cubes in street environment. Working methods, specifications and material demands suitability for heavily trafficked areas were estimated. Finnish specifications are compared to specification from comparison countries which are Sweden, Norway, United States of America, Scotland and Germany.

Major differences between compared countries were in material demands for unbound bedding sand gradations. In Finland bedding sand gradation allows maximum 14 % of fine particles ($< 0,063$ mm) and range for gradation is much wider than in comparison countries. Comparison countries has reduced maximum passing for fine particles to 0–3 %. Finnish demands for bounded natural stone pavements materials are not connected to street categories or construction types, such as comparison countries has connected in their specifications. Comparison countries has more demands for bounded materials than in Finland, therefor bounded materials in comparison countries has usually much greater compressive and flexural strength.

Major problem in planning natural stone pavement for heavily trafficked areas or heavy vehicles, is lack of construction specification in all examined countries. In Finland existing natural stone pavements, maintenance and construction types were discovered also by inquiry research, which took part five cities in Finland. Most common Finnish construction is unbound stone sett pavement which has problems with rutting and uneven surface.

Unbound natural stone pavement was modelled with road planning program (Bisar), where bedding sands durability against traffic load was estimated by varying bedding sand layer thicknesses and bedding sands E-modules. Bedding sand layer thicknesses were between 50–200 mm and E-modules were estimated for “poor” and “excellent” materials by Finnish specifications of bedding sand gradation, those E-modules were between 70–200 MPa. In modelling excellent (200 MPa) material is over hundred times more durable against compressive transformations than poor (70 MPa) material.

Natural stone pavement structures recommendations for heavy vehicle traffic are based on literature, modelling and inquiry research.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen teknillisessä yliopistossa Rakennustekniikan laitoksella Maa- ja pohjarakenteiden yksikössä. Työn on tilannut Tampereen kaupunki, jota haluan kiittää mahdollisuudesta tehdä diplomityö erittäin mielenkiintoisesta, ajankohtaisesta ja tamperelaisia osittain tunteitakin herättävästä aiheesta.

Työn ohjauksesta ja tarkastuksesta haluan kiittää professori Pauli Kolisojaa, jonka kommentteista, neuvoista ja kannustuksesta on ollut suuri apu työn edetessä. Kiitokset kuuluvat myös Maa- ja pohjarakenteiden yksikön henkilökunnalle hyvästä työilmapiiristä sekä erityisesti muille diplomityöntekijöille vertaistuesta.

Lopuksi haluan kiittää perhettäni ja ystäviäni, joiden tuki ja turva ovat mahdollistaneet opiskelun ja urheilun yhdistämisen. Erityisesti haluan kiittää vaimoani ymmärtävästä ja kannustavasta asenteesta omia valintojani kohtaan. Opiskelu, Tampere ja TTY ovat antaneet hyvät eväät tulevaan ja ikuiset lämpimät muistot.

Tampereella, 23.2.2016

Jouni Marjaniemi

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tausta	1
1.2	Tavoite.....	2
1.3	Rajaukset	3
1.4	Tutkimuksen toteutustapa	3
2.	NUPU- JA NOPPAKIVIPINTAISTEN ALUEIDEN VAATIMUKSET	4
2.1	Ulkonäkö	4
2.1.1	Kiveyksen väri	4
2.1.2	Ladontakuviot	5
2.1.3	Pintakäsittely	7
2.1.4	Tasaisuus	8
2.2	Kiveyksiin vaikuttavat rasitustekijät	9
2.3	Kiveyksen suunnittelun ja rakentamisen erityispiirteet	11
3.	LIIKENNEKUORMITETUN KIVEYKSEN TOIMINTATAPA.....	12
3.1	Liikennekuormituksen erityispiirteet	12
3.2	Kuormituksen välittyminen kiveysrakenteessa	13
3.3	Saumauksen vaikutus kiveyksen toimintatapaan	14
3.4	Kivien paksuuden vaikutus kiveyksen toimintatapaan	16
3.5	Tasaisuuden vaikutus liikenteen rasitukseen	18
4.	NUPU- JA NOPPAKIVIPÄÄLLYSTEISEN KADUN RAKENNETARKAISUT SUOMESSA	21
4.1	Nupu- ja noppakivien vaatimukset.....	21
4.2	Reunakivet.....	24
4.3	Kadun rakennekerrosmateriaalien yleiset vaatimukset	26
4.4	Sitomattoman kiveyksen rakennemateriaalien vaatimukset	27
4.4.1	Sitomaton kantava kerros.....	28
4.4.2	Asennushiekka	30
4.4.3	Saumaushiekka.....	32
4.5	Sidottu kantava kerros	32
4.6	Sidotut kiveysrakenteet	33
4.6.1	Maakostealla betonilla sidottu kiveys	34
4.6.2	Bitumilla sidottu kiveys	35
4.6.3	Muovipohjaiset sideaineet.....	36
4.7	Kuormituskestävyysmitoitus.....	38
4.7.1	Kadun kuormituskestävyysmitoitus.....	38
4.7.2	Tien kuormituskestävyysmitoitus	42
4.8	Kokeilurakenteet	45
4.9	Laskennallinen tarkastelu esimerkkirakenteen toimintatavasta	47
5.	RAKENNERATKAISUT VERROKKIMAISSA	51

5.1	Ruotsi	51
5.1.1	Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet.....	51
5.1.2	Kiveyksen rakennekerrokset eri tie-/katuluokissa	53
5.2	Norja.....	57
5.2.1	Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet.....	57
5.2.2	Kuormituskestävyyssmitoitus ja tie-/katuluokat	59
5.3	Skotlanti	61
5.3.1	Liukastumisvastuksen seuranta ja mittaus	61
5.3.2	Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet.....	62
5.3.3	Kuormituskestävyyssmitoitus ja tie-/katuluokat	64
5.4	Yhdysvallat.....	67
5.4.1	Asennushiekka ja sen testaaminen.....	67
5.4.2	Betonikiveyksen rakennekerrokset eri tie-/katuluokissa.....	68
5.5	Saksa.....	70
5.5.1	Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet.....	70
5.5.2	Kiveyksen rakennekerrokset eri tie-/katuluokissa	72
5.6	Verrokkimaiden suunnitteluohjeiden ja rakennusmateriaalien vertailu Suomen vastaaviin	75
6.	KYSELYTUTKIMUKSEN RAPORTOINTI	79
6.1	Tutkimuksen toteutus	79
6.2	Kysymykset.....	79
6.3	Kyselyn tulokset.....	80
6.4	Johtopäätökset	83
7.	KIIHTYVYYSMITTAUKSET	84
7.1	Mittautapa ja mittauskohteet.....	84
7.2	Tulokset.....	88
7.2.1	Bussista 36 mitatut kiihtyvyydet.....	88
7.2.2	Bussista 51 mitatut kiihtyvyydet.....	97
8.	YHTEENVETO	104
8.1	Pohdintaa.....	104
8.2	Suosituksset	106
	LÄHTEET.....	108
	LIITTEET	112

KUVALUETTELO

Kuva 1.	<i>Tampereen Hämeenkadun kenttäkiveys vuonna 1902 ja nupukivipäällyste 1940-luvulla. (Hämeenkadun yleissuunnitelma 2014).....</i>	<i>1</i>
Kuva 2.	<i>Nupu- ja noppakivien tyypilliset ulkomuodot. (Mesimäki 1994).....</i>	<i>2</i>
Kuva 3.	<i>Ladontakuvion kyky välittää vaakasuuntaisia kuormituksia. (Brick industry association 2007)</i>	<i>5</i>
Kuva 4.	<i>Kalanruoto 45°, kalanruoto 90°, koriladonta ja tiililadonta. (Adhikari S.L, 2008)</i>	<i>6</i>
	<i>Suomuladonta Ympyräladonta.....</i>	<i>7</i>
	<i>Kaariladonta</i>	<i>7</i>
Kuva 5.	<i>Noppakivien yleisiä ladontakuvioita. (Mesimäki 2002).....</i>	<i>7</i>
Kuva 6.	<i>Esimerkkejä pintakäsittelyn vaikutuksista ulkonäköön. (http://www.polargranit.fi/kivilaji/)</i>	<i>8</i>
Kuva 7.	<i>Liikennekuorman aiheuttamat rasitukset tierakenteeseen. (Tielaitos 50/1999)</i>	<i>12</i>
Kuva 8.	<i>Saumaushiekan vaikutus kuorman välittymiseen kiveykseltä alusrakenteelle. (Natursten-Utenmiljø 2007).....</i>	<i>14</i>
Kuva 9.	<i>Kivien lukkiutuminen saumojen ja asennusalustan kautta vastustaa siirtymiä. (ICPI Tech Spec 4).....</i>	<i>14</i>
Kuva 10.	<i>Kiven paksuus vaikuttaa kiven kykyyn vastustaa siirtymiä (Natustein-Utenmiljø 2013).....</i>	<i>17</i>
Kuva 11.	<i>Tienpinnan epätasaisuuden vaikutus kuorma-auton dynaamisten maksimilisäkuormien suuruuteen. (Riikonen 2014, s. 18)</i>	<i>19</i>
Kuva 12.	<i>Kiihtyvyyksien suuruudet eri ajonopeuksilla ja päällysteillä. (Tärinämittaukset 2015).....</i>	<i>20</i>
Kuva 13.	<i>Reunakivien tyypillisiä poikkileikkauksia. (SFS-1343 2013)</i>	<i>25</i>
Kuva 14.	<i>Upotettavan reunatuen asennus ajoradan ja jalkakäytävän väliin.(InfraRYL 2012)</i>	<i>26</i>
Kuva 15.	<i>Tie- ja katurakenteen tavanomaisia rakennekerroksia. Kuvan kaikkia kerroksia ei yleensä käytetä yhdessä rakenteessa. (Tierakenteen suunnittelu 2004).....</i>	<i>27</i>
Kuva 16.	<i>Kantavan kerroksen murskeen rakeisuuden ohjealue. (InfraRYL 2012)</i>	<i>28</i>
Kuva 17.	<i>Asennushiekan rakeisuuden ohjealue ja seulakohtaiset läpäisyprosentit. (InfraRYL 2012)</i>	<i>30</i>
Kuva 18.	<i>Saumaushiekan käyttäytyminen eri kerrospaksuuksilla kuormituksen alla. (Panda & Ghosh 2002a).....</i>	<i>31</i>
Kuva 19.	<i>Laskennallinen pystysuoran rasituksen suuruus eri asennushiekkakerroksen paksuuksilla ja ladontakuviolla. (Hassan ja Jamshidi 2006).....</i>	<i>32</i>

Kuva 20.	<i>Muovipohjaisten sauma-aineiden vertailututkimus vuodelta 2014. (Kortelainen 2014).....</i>	<i>37</i>
Kuva 21.	<i>Analyttisin menetelmän päällystemateriaalien alapinnan vetomuodonmuutoksen suhde kuormituskertalukuun. Muokattu lähteestä (Tiehallinto 2005).....</i>	<i>44</i>
Kuva 22.	<i>Analyttisin menetelmän pohjamaan luokkien puristusmuodonmuutoksen suhde kuormituskertalukuun. Muokattu lähteestä (Tiehallinto 2005).....</i>	<i>45</i>
Kuva 23.	<i>Suojatien tiililadonta suhteessa ajoradan muuhun kiveykseen. (A-insinöörit 2014).....</i>	<i>46</i>
Kuva 24.	<i>Asennushiekan rakeisuusohjealue asennus-alueeksi laatoille ja katukiville. Muokattu lähteestä (Natursten-Utemiljö 2007).....</i>	<i>52</i>
Kuva 25.	<i>Asennushiekan rakeisuusohjealue julkaisusta Svensk Markbetong (2002).....</i>	<i>52</i>
Kuva 26.	<i>Tie-/katuluokat eri julkaisuissa standardi-akselien ylityskertojen määrän mukaan. (S;T Eriks).....</i>	<i>55</i>
Kuva 27.	<i>Asennushiekan rakeisuusohjealueen raja-arvot betonikivituotteilla. (NBIF 2000).....</i>	<i>58</i>
Kuva 28.	<i>Indeksimenetelmän esimerkkirakenne betonikivellä. (NBIF 2000).....</i>	<i>60</i>
Kuva 29.	<i>Sahatun nupukiven asennushiekkamateriaalin rakeisuusohjealue. Muokattu lähteestä (SCOTS 2004).....</i>	<i>62</i>
Kuva 30.	<i>Sahatun nupukiven saumaushiekan rakeisuusohjealue. Muokattu lähteestä (SCOTS 2004).....</i>	<i>63</i>
Kuva 31.	<i>Lohkotun nupukiven asennushiekkamateriaalin rakeisuusohjealue. Muokattu lähteestä (SCOTS 2004).....</i>	<i>63</i>
Kuva 32.	<i>Design life method sidotuille nupu- ja noppakivi kiveyksille. (SCOTS 2004).....</i>	<i>66</i>
Kuva 33.	<i>Betonikivien asennushiekkamateriaalit liikennöidyille alueille. (ICPI 17 2015).....</i>	<i>67</i>
Kuva 34.	<i>Saksalaisia kiveyksen rakentamisen ohjejulkaisuja eri rakennekerroksille. (Ullonska 2009).....</i>	<i>70</i>
Kuva 35.	<i>Asennushiekka- ja saumaushiekkamateriaalien rakeisuuksien suhteiden laskeminen. (Koch 2011).....</i>	<i>72</i>
Kuva 36.	<i>Suomen, Ruotsin ja Yhdysvaltojen asennusmateriaalien raekokojakauman ohjealueet.....</i>	<i>77</i>
Kuva 37.	<i>Luonnonkivipäällysteet kaupungeittain.</i>	<i>80</i>
Kuva 38.	<i>Kiihtyvyyssanturien kiinnityspaikat ja numerot.....</i>	<i>85</i>
Kuva 39.	<i>Tärinämittauskohteet karttapohjalla.....</i>	<i>86</i>
Kuva 40.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta itä, takateli 20 km/h.</i>	<i>89</i>
Kuva 41.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, takateli 20 km/h.....</i>	<i>89</i>
Kuva 42.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, etuakseli vasen 20 km/h.</i>	<i>90</i>
Kuva 43.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, etuakseli vasen 30 km/h.</i>	<i>90</i>

Kuva 44.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, etuakseli vasen 40 km/h.</i>	90
Kuva 45.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, rungon takapää, oikea puoli 20 km/h.</i>	91
Kuva 46.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, rungon takapää, oikea puoli 30 km/h.</i>	91
Kuva 47.	<i>Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, rungon takapää, oikea puoli 40 km/h.</i>	92
Kuva 48.	<i>Bussi 36, Nuolialantie, etuakseli vasen, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	92
Kuva 49.	<i>Bussi 36, Nuolialantie, takateli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	93
Kuva 50.	<i>Bussi 36, Nuolialantie, rungon etupää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	93
Kuva 51.	<i>Bussi 36, Nuolialantie, rungon takapää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	94
Kuva 52.	<i>Bussi 36, Ahlmannintie, etuakseli vasen, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	94
Kuva 53.	<i>Bussi 36, Ahlmannintie, takateli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	95
Kuva 54.	<i>Bussi 36, Ahlmannintie, rungon etupää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	96
Kuva 55.	<i>Bussi 36, Ahlmannintie, rungon takapää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	96
Kuva 56.	<i>Bussi 51, Hämeenkatu, taka-akseli, suunta länsi, ajonopeus 20km/h.</i>	97
Kuva 57.	<i>Bussi 51, Hämeenkatu, taka-akseli, suunta länsi, ajonopeus 30km/h.</i>	97
Kuva 58.	<i>Bussi 51, Hämeenkatu, taka-akseli, sininen suunta itä ja oranssi suunta länsi, ajonopeus 40km/h.</i>	98
Kuva 59.	<i>Bussi 51, Hämeenkatu, rungon etupää, oikea puoli, suunta länsi, ajonopeus 20km/h.</i>	98
Kuva 60.	<i>Bussi 51, Hämeenkatu, rungon etupää, oikea puoli, suunta länsi, ajonopeus 30km/h.</i>	99
Kuva 61.	<i>Bussi 51, Hämeenkatu, rungon etupää, oikea puoli, sininen suunta itä ja oranssi suunta länsi, ajonopeus 40km/h.</i>	99
Kuva 62.	<i>Bussi 51, Nuolialantie, etuakseli, ajonopeudet 40 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 20 km/h (oikealla).</i>	100
Kuva 63.	<i>Bussi 51, Nuolialantie, taka-akseli, ajonopeudet 40 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 20 km/h (oikealla).</i>	100
Kuva 64.	<i>Bussi 51, Nuolialantie, rungon etupää, oikea puoli, ajonopeudet 40 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 20 km/h (oikealla).</i>	101
Kuva 65.	<i>Bussi 51, Ahlmannintie, etuakseli, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).</i>	101

- Kuva 66.** *Bussi 51, Ahlmannintie, taka-akseli vasen, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla). 102*
- Kuva 67.** *Bussi 51, Ahlmannintie, rungon etupään, oikea puoli, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla)..... 102*
- Kuva 68.** *Bussi 51, Ahlmannintie, rungon etupään, vasen puoli, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla)..... 103*

LYHENTEET JA MERKINNÄT

AB	Asfalttibetoni
ABK	Kantavan kerroksen asfalttibetoni
BST	Bitumistabilointi
CBR	California Bearing Capacity
DMRB	Design Manual for Roads and Bridges
ESAL	Equivalent single axel load
ICPI	Interlocking Concrete Pavement Institute
IRI	International Roughness Index
KKL	Kuormituskertaluku
KVL	Keskimääräinen vuorokausi liikenne
MaHk	Masuunihiekka
MHST	Masuunihiekkastabilointi
MPa	Kantavuuden arvo (Pascal= N/mm ²)
NBIF	Norsk betongindustriforering
OECD	Organisation for Economic Cooperation and Development
PAB	Pehmeä asfalttibetoni
REST	Remix-stabilointi
SCOTS	Society of Chief Officers of Transportation in Scotland
SMA	Kivimastiksiasi-asfaltti
SST	Sementtistabilointi
TI	Traffic Index (California department of transportation)
TKL	Tampereen kaupunkiliikenne
TTY	Tampereen teknillinen yliopisto
VBST	Vaahto-bitumistabilointi
ÅDT	Årsdøgns trafik (keskimääräinen vuorokausiliikenne)

1. JOHDANTO

1.1 Tausta

Luonnonkiveä on käytetty kadun päällysrakenteena jo Antiikin Rooman valtakauden aikana. Suomeen luonnonkivipäällysteet tulivat 1800-luvulla, mutta yleistyivät varsinaisesti vasta 1900-luvun alussa. Aluksi kiveykset tehtiin mukulakivistä (nk. kenttäkiveys), mutta autoliikenteen yleistyessä kivet vaihdettiin tasaisuuden takia nupukiviin. Esimerkiksi Tampereella Hämeenkadun nupukivet korvasivat aikaisemman kenttäkivetyksen 1930-luvulla (Hämeenkadun yleissuunnitelma 2014). Luonnonkivien käyttö on nykyään siirtyessä edelleen monimuotoistunut tehokkaampien tuotanto- ja työstötapojen kehittyessä. Asfalttipäällysteiden aikana luonnonkivipäällysteet lähes syrjäytettiin Suomessa uusien rakennuskohteiden osalta ja vanhoja kiveyksiä korvattiin asfalttipinnoitteilla. Nykypäivänä luonnonkivipäällysteet ovat vakiinnuttaneet asemansa julkisten alueiden arvokkaana, historiallisena ja kestäväenä päällystemateriaalina (Mesimäki 1994).

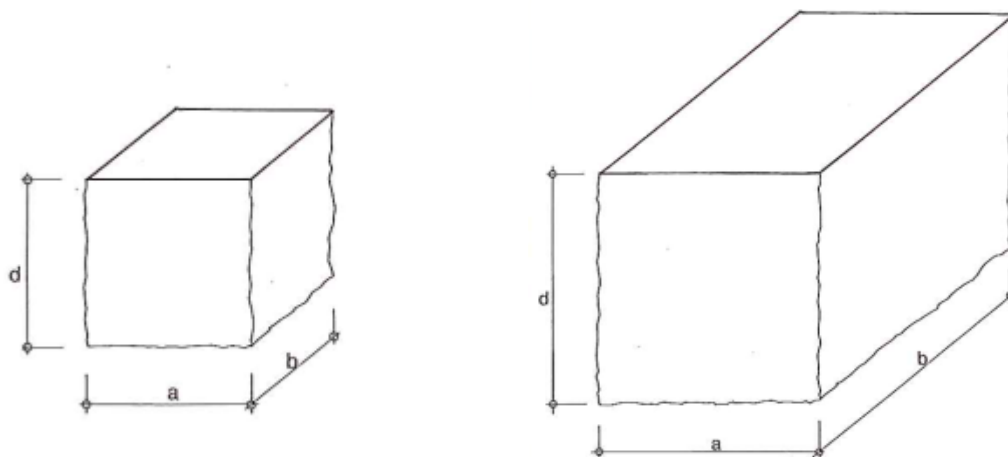


Kuva 1. Tampereen Hämeenkadun kenttäkiveys vuonna 1902 ja nupukivipäällyste 1940-luvulla. (Hämeenkadun yleissuunnitelma 2014)

Luonnonkiven käyttö katujen päällysrakenteena on aina perustunut arvokkuuteen ja pitkäaikaista kestävyys, vaikka sen rakennuskustannukset ovat moninkertaiset verrattuna asfalttipäällysteen hintaan. Yleisimmät kadun päällysrakennekivet ovat nupu- ja noppakivet. Nupu- ja noppakivet on valmistettu sahaamalla tai lohkomalla.

Nupu- ja noppakiven pituus on korkeintaan kaksi kertaa suurempi kuin leveys ja leveys korkeintaan kaksi kertaa kiven paksuus. (SFS-EN-1342 2013)

Standardin mukainen määritelmä on yhtenevä nupu- ja noppakiville. Kuitenkin nupukiviksi eli nk. katukiviksi kutsutaan kiviä, jotka ovat ylhäältä katsottuna suorakulmion muotoisia. Vastaavasti noppakiviksi kutsutaan kivituohteita, jotka ovat kuution muotoisia. Nupu- ja noppakivien valmistus, laadunvarmistus ja testausmenetelmät on määritetty eurooppalaisessa standardissa, joka on hyväksytty kansallisesti Suomessa ja useassa muussa Euroopan valtiossa.



Kuva 2. Nupu- ja noppakivien tyypilliset ulkomuodot. (Mesimäki 1994)

Tampereen kaupunki edustaa muiden Suomen suurien kaupunkien tapaan monipuolista ja runsasta luonnonkiven käyttöä kaupunkirakentamisessa. Luonnonkiviverhoukset ja kiveykset muodostavat merkittävän alueen Suomen kaupunkien maisemassa, niin taloudellisesta kuin kulttuurihistoriallisesta näkökulmasta. Luonnonkiven käyttö ajoradan päällysteenä vaihtelee kaupungeittain suuresti. Helsingin kaupungilla on yli 20 km luonnonkivipäällysteisiä ajoratoja (Kuronen 2013). Vastaavasti Tampereella tunnetuin luonnonkivipäällysteinen autoliikenteen ajorata on Hämeenkatu, joka kattaa yli puolet Tampereen kaupungin autoliikenteen ajoratojen luonnonkivipäällysteistä. Tampereen kaupunkimaisemassa muita tunnettuja luonnonkivirakenteita ovat Tuomiokirkko ja Hämeensilta.

1.2 Tavoite

Selvityksessä keskitytään kiveysten rakenneratkaisuihin, jotka koskevat autolla liikennöityjä nupu- ja noppakiveyksiä. Selvityksen tavoitteena on selvittää Suomessa käytetyt nupu- ja noppakivipäällysteiden rakenneratkaisut ja verrata niitä verrokkimaiden vastaaviin rakenteisiin ja mitoitusohjeisiin. Kyselytutkimuksen tavoitteena on selvittää Suomen suurien kaupunkien luonnonkivipäällystettyjen ajoratojen rakennustavat ja toimivuus. Tutkimusten perusteella raportoidaan nupu- ja noppakivien rakenneratkaisuiden vaikutuksista katurakenteen kestävyys- ja toimivuuteen. Selvityksen keskipisteenä ovat liikennöidyt ja erityisesti raskaasti liikennöidyt luonnonkivipäällysteiset alueet.

1.3 Rajaukset

Selvitys rajataan koskemaan vain luonnonkivillä päällystettyjä alueita, vaikka rakennustekniikat ja saumausaineet ovat toteutettavissa myös betonikivituotteilla. Selvityksessä voidaan hyödyntää betonikivillä toteutettuja tutkimuksia ja kokeiluja, jos niiden katsotaan olevan toteutuskelpoisia myös luonnonkivillä. Selvitys rajataan nupu- ja noppakivialueiden rakenteelliseen toimivuuteen liikennöidyillä alueilla eli kevyesti liikennöidyt alueet, torit ja puistot käsitellään vain yleisellä tasolla. Luonnonkivilaatat rajataan selvityksen ulkopuolelle, sillä tavanomaisilla kivilaattojen dimensioilla valmistettujen laattojen käyttö raskaasti liikennöidyillä alueilla ei ole suositeltavaa. Kirjallisuusosio vertailee Suomen ja verrokkimaiden rakenneratkaisut ja mitoitusohjeet.

1.4 Tutkimuksen toteutustapa

Selvitys toteutetaan kirjallisuus- ja kyselytutkimuksena. Selvityksen kirjallisuuskatsauksessa selvitetään Suomessa yleisesti käytettyjä nupu- ja noppakivien rakenneratkaisuja ja vertaillaan niitä verrokkimaiden mitoitusohjeisiin ja suosituksiin. Verrokkimaiksi valitaan maita, joissa on Suomeen verrattavat ilmasto-olosuhteet. Kyselytutkimus selvittää miten ohjeita ja normeja on toteutettu rakennetuissa kohteissa.

Selvitys toteutetaan Tampereen teknillisessä yliopistossa (TTY). Selvityksen loppuraportti on samalla tekijän diplomityö rakennustekniikan koulutusohjelmaan, pääaineena yhdyskuntarakentaminen.

2. NUPU- JA NOPPAKIVIPINTAISTEN ALUEIDEN VAATIMUKSET

Luvussa 2 perehdytään kaupunkialueella käytettyjen nupu- ja noppakivi kiveyksien vaatimuksiin. Näkökulmina ovat kiveyksen ulkonäköön vaikuttavat asiat, minkälaisiin raskituksiin kiveykset altistuvat sekä rakentamisen ja suunnittelun erityispiirteet. Rakenteen toiminnallinen tarkastelu liikennekuorman alaisena käsitellään luvussa 3.

2.1 Ulkonäkö

Ulkonäkö on yksi keskeisimpiä kriteerejä, kun suunnitellaan luonnonkivipäällysteinen katu-, tori- tai puistoalue. Ulkonäön merkitys luonnonkiven valinnassa on merkittävä, sillä toiminnallisesti saman palvelutason saavuttaminen asfalttipäällysteellä maksaa huomattavasti vähemmän. Luonnonkivipäällysteen kustannussuhde noppakivillä toteutettuna verrattuna asfalttiin on 15:1 ja nupukivillä 25:1. (Katu 2002)

2.1.1 Kiveyksen väri

Merkittävä ulkonäköön vaikuttava asia on kiven väri. Kivityyppien värivaihtoehdot ovat sekoitus kaikista pääväreistä luonnonmukaisina sävyinä. Harvinaisia värejä ovat kirkkaan sininen ja keltainen. Kiven väri määräytyy sen mineraaleista, niiden väreistä, raakoista, muodosta ja rakenteesta. Kivilajien värien elävyyteen ja kuvioiden muotoon vaikuttaa suuresti kivilajin synty tapa. Kivilajeille tyypillisiä ulkonäön piirteitä ja esi-merkkikivityyppejä on kuvailtu alla (Mesimäki 1994):

- **Syväkivet:** karkearakeisia, suuntautumattomia ja tasarakeisia (graniitit, gabrot)
- **Sedimenttikivet:** kerroksellisia, raekoko sama kuin alkuperäisessä sedimentissä (hiekk- ja savikivi)
- **Metamorfiset kivet:** suuntautuneita, usein juovaisia (gneissi, vuolukivi, marmori)
- **Pintakivet:** perusmassa hienorakeinen, seassa suurempia rakeita (basaltti).

Kiven väri korostuu kastuessaan ja kiillotetulla pinnalla. Kivelle täysin tasainen kuvio tai väri on ristiriidassa kiven perusluonteen kanssa. Kiven väri ja kuvio varmistetaan

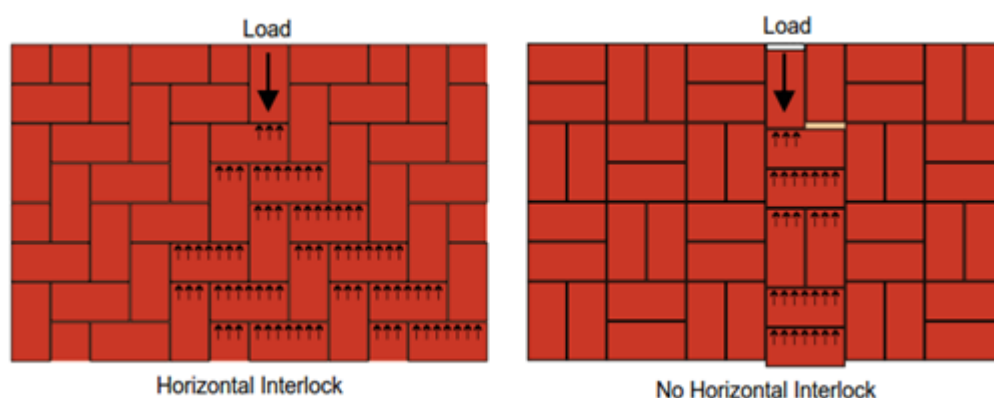
yleensä mallikappaleilla tai koekiveyksellä, josta nähdään kiven ulkonäön luonnollinen elävyys.

Suomessa päällystekivenä ylivoimaisesti käytetyin kivilajityyppi on graniitti. Graniitti kuuluu syväkivilajeihin ja on tunnetusti hyvin kestävä sen mineraalikoostumuksen ansiosta. Tyypillinen graniitin mineraalikoostumus on 10–30 % kvartsia, 40–70 % kalimaasälpää, 10–30 % plagioklaasia, 3–10 % biotiittia ja muutama prosentti muita mineraaleja. Graniittien ominaisuudet vastaavat hyvin toisiaan, vaikka väri, mineraalikoostumus ja mineraalien raekoko vaihtelee. (Mesimäki 1994).

2.1.2 Ladontakuviot

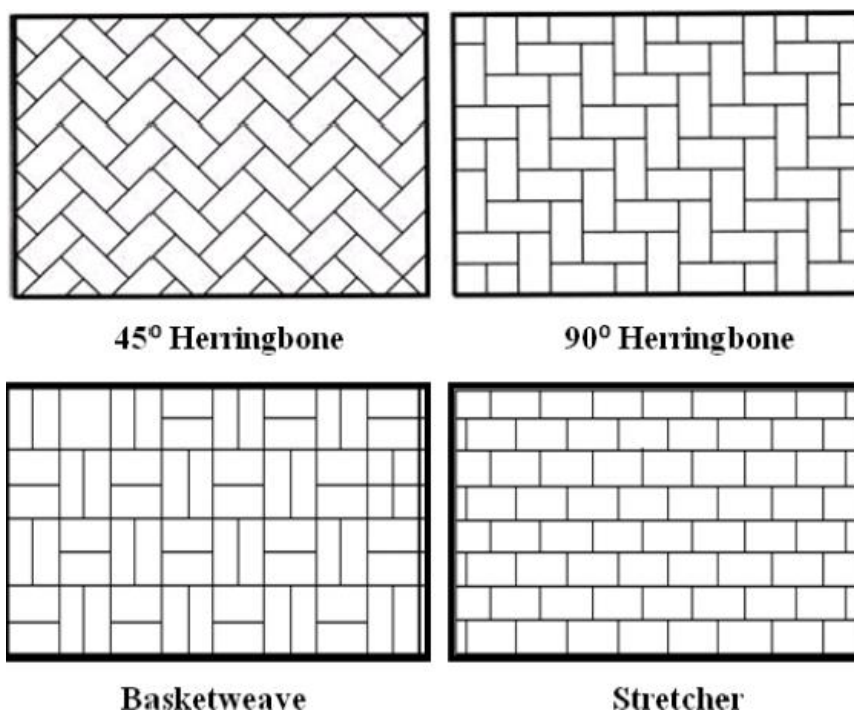
Kiveyksen ladontakuviolla vaikutetaan ulkonäön lisäksi liikenteestä syntyvään tärinään, meluun, rakenteen pitkäaikaiskestävyyden ja alueen omaleimaisuuteen. Kiveyksien ladontakuvioita on lukuisia erilaisia, koska kuvion muotoa, kivien kokoja ja limityksiä voidaan varioida lähes määrättömästi. Julkisilla alueilla, kuten puistoissa ja toreilla, ladontakuviot ovat yleensä kirjavampia ja monimuotoisempia kuin liikennöityjen katu-
jen kiveykset. Liikenne ja sen rasitukset asettavat kiveyksen ladontakuviolle toiminnallisia, liikenteen optisen ohjauksen ja ajomukavuuden kautta rajoitteita, esimerkiksi suojatiet ja kaistamerkinnot.

Liikennöidyillä kiveyksillä pitkiä yhtenäisiä liikenteen suuntaisia saumoja tulee välttää. Kiveyksen limittäminen tai vino asettelu liikenteen suuntaan vähentää pitkiä yhtenäisiä saumoja. Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu ladontakuvion vaikutusta kiveyksen kykyyn vastustaa liikenteestä johtuvia vaakasuuntaisia voimia.



Kuva 3. Ladontakuvion kyky välittää vaakasuuntaisia kuormituksia. (Brick industry association 2007)

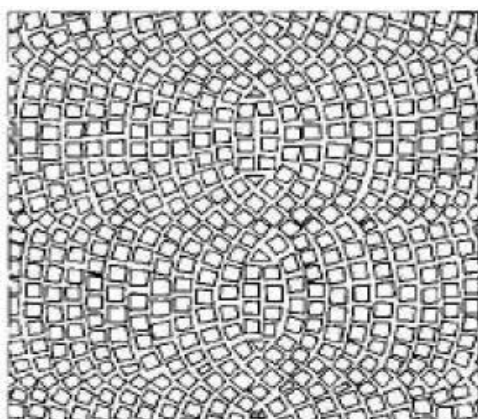
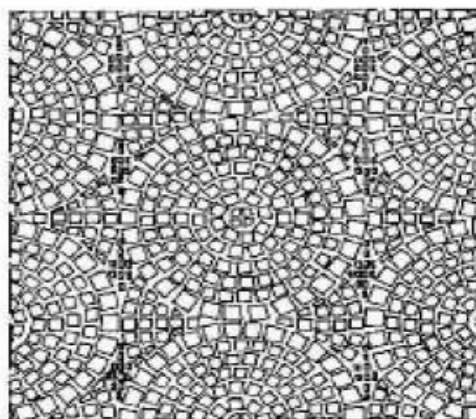
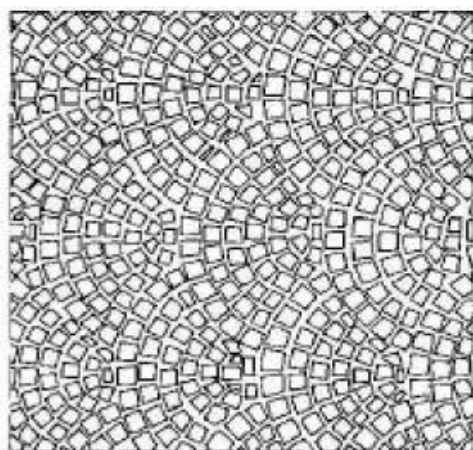
Ladontakuvio, jossa ei ole pitkiä yhtenäisiä saumoja, välittää vaakasuuntaiset voimat laajemmalle alueelle ja kiveyksen saumoihin muodostuu pienempiä puristus- ja leikkausvoimia. Suomessa nupukivillä suositetaan tiililadontaa. Kuvassa 4 on esimerkkejä nupukivien yleisistä ladontakuvioista:



Kuva 4. Kalanruoto 45°, kalanruoto 90°, koriladonta ja tiililadonta. (Adhikari S.L, 2008)

Kalanruotokuvioita on totuttu käyttämään betonikivipäällysteissä, mutta teoriassa se soveltuu myös nupukivillä päällystetyn kadun ladontakuvioksi. Kalanruotokuvio 45° kulmassa käytettynä tarvitsee reunatukeen liittyäkseen erityisiä päätekiviä, joka on vähentänyt kuvion käyttöä. Betonikivillä kalanruotokuvioilla on todettu parempi lukkiutuminen viereisiin betonikiviin ja sitä kautta päällysteen kestävyys on parantunut. (Kettunen 2012) Betonikivillä pieni mittatoleranssi verrattuna nupukiviin helpottaa monimuotoisemman ladontakuvion toteuttamista.

Julkisilla alueilla ja toreilla, joissa pääasiallinen kulkumuoto on jalankulku, käytetään nupukivien ja laattojen lisäksi suuremmassa määrin noppakiviä. Noppakivien pieni koko sopii elävän ja monimuotoisen kuvioinnin rakentamiseen. Alueilla, joissa ei ole rakenteen kestävyydelle suuria vaatimuksia, voidaan noppakivillä korostaa alueen tärkeyttä elävällä ladontakuvioilla. Pienemmän mittasuhteen takia noppakivet soveltuvat paremmin jalankulkuun ja kevyesti liikennöidyille alueille kuin raskaasti liikennöityjen alueiden päällysteeksi. Kuvassa 5 on esimerkkejä yleisistä noppakivien ladontakuvioista.

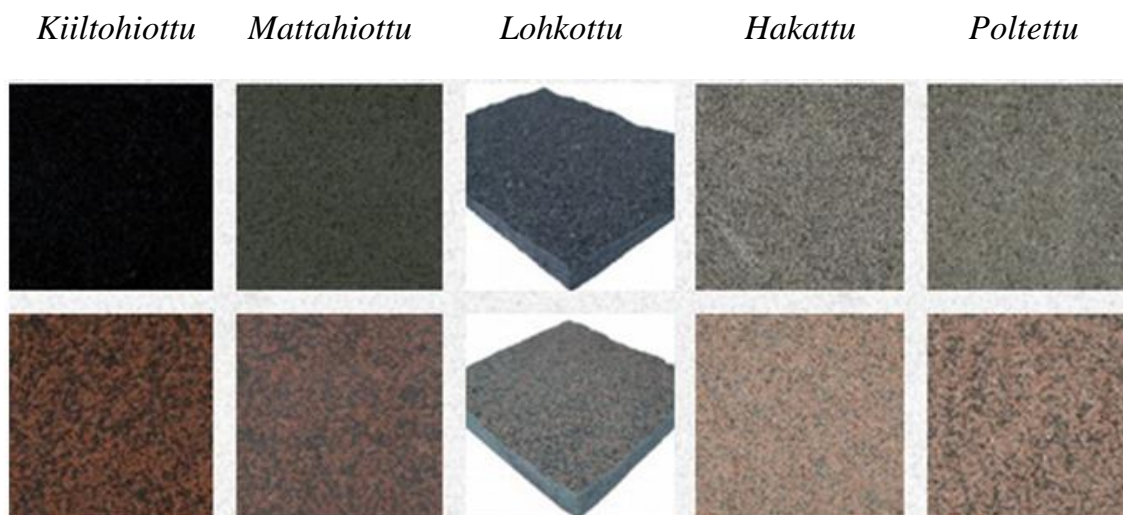
Suomuladonta*Ympyräladonta**Kaariladonta***Kuva 5.** *Noppakivien yleisiä ladontakuvioita. (Mesimäki 2002)*

Liikennöidyillä nupukivipäällysteillä on Suomessa käytetty yleisesti kaariladontaa. Monimuotoiset ladontakuviot korostavat alueen tärkeyttä ja omaleimaisuutta, vaikka niiden rakentaminen on ajallisesti ja taloudellisesti epäedullisempaa verrattuna yksinkertaiseen ladontakuvioon. Julkisilla alueilla käytetään monipuolisesti luonnonkiveä nupu-, noppa- ja laattamuodossa yhdistelemällä eri kivilaatuja ja kokoja. Lisää vaihtelevuutta saadaan betonikivituotteilla, joita voidaan yhdistellä luonnonkivituotteiden kanssa.

2.1.3 Pintakäsittely

Pintakäsittely luonnonkiville valitaan rakennuskohteen ja kivityypin mukaan. Kaikki pintakäsittelyvaihtoehdot eivät sovellu kaikille kivilajeille tai rakennuskohteille. Kivien pintakäsittelyvaihtoehdot ovat kiillotettu, hiottu (eri tasoja), sahattu, poltettu, ristipäähakattu, karkeahakattu, hiekkapuhallettu ja lohkottu. Suhteellisen uusi pintakäsittelymenetelmä on kuulapuhallus, jonka lopputulos muistuttaa ristipäähakattua ja poltettua kivi-pintaa. Nupu- ja noppakivissä suositaan lohkottua tai sahattua pintaa. Vanhat nupu- ja noppakivet ovat pääsääntöisesti lohkottuja. Liikennöidyillä alueilla vaatimukset tasai-

suuden ja kitkan osalta rajoittavat pintakäsittelyvaihtoehtoja. Alueilla, joiden pääasiallinen kulkumuoto on kävely, voidaan pintakäsittelyvaihtoehtoja käyttää monipuolisemmin, aivan kuin ladontakuvioidenkin osalta. Kuvassa 6 on yhden kivituotteita valmistavan yrityksen esimerkkejä pintakäsittelyn vaikutuksista kiven ulkonäköön:



Kuva 6. Esimerkkejä pintakäsittelyn vaikutuksista ulkonäköön.
(<http://www.polargranit.fi/kivilaji/>)

Kuvan 6 ylempi kivityyppi on Korpilahden musta (Gabro) ja alempana Vehmaan punainen (Graniitti). Kuvasta nähdään, että kiven ulkonäköä voidaan huomattavasti korostaa pelkällä pintakäsittelyn valinnalla.

Pintakäsittelyn valinta ulkotiloihin, joissa on kulutusrasitusta (jalankulku, autoliikenne, kunnossapito), täytyy tarkastella myös ulkonäön pysyvyyttä. Ulkotiloihin tulee valita vain säänkestäviä kivityyppejä, jolloin sään vaikutus ulkonäköön ei ole merkittävä. Tällöin ulkonäön pysyvyyteen vaikuttaa kulutusrasituksen taso, kiven kovuus ja pintakäsittely. Kulutuksen alaisena kiveyksen ulkonäkö päättyy samaan lopputulokseen, on alkuperäinen pintakäsittely mikä tahansa. Ulkonäön muutos sen sijaan vaihtelee, onko pinta tasainen vai karhea. Pääsääntöisesti kulutuksen alaisena karheat kivipinnat kiillottuvat ja kiiltävät pinnat karheutuvat. Kivipinnan kulumisen voi olla myös ulkonäön kannalta positiivista ajan tuomaa patinoitumista (Mörönen et al. 2001). Suomessa kiveysten liukastumisvastuksen (kitkan) määrittämiselle ei ole pitkäaikaisseurantaa. Kiveystä rakennettaessa täytyy kivien liukastumisvastus määrittää, jos kivenpinnan karheus on alle 1 mm. Standardissa määritetyllä heiluritestillä kivenpinnan liukastumisvastuksen pitää ylittää USRV-arvo 35. Täten lohkoja ja karkeaksi käsiteltyjä kivipintoja ei tarvitse testata liukastumisvastuksen osalta (pinnan karheus > 1mm).

2.1.4 Tasaisuus

Tasaisuuden vaatimukset ovat ulkonäköön, mutta myös toiminnallisuuteen suoraan vaikuttava tekijä. Epätasaisen pinta näyttää huonosti viimeistellyltä ja voi aiheuttaa kom-

pastumis- ja kaatumisvaaran kävely- ja pyöräilyliikenteelle. Autoliikenteelle epätasainen pinta aiheuttaa lisäkuormitusta ajoneuvojen rakenteille ja renkaille, mutta lisää myös kadun rakenteisiin kohdistuvaa dynaamista kuormitusta, joka edesauttaa epätasaista pinnan kulumista ja deformaantumista. Epätasainen kiveys johtaa myös huonompaan ajomukavuuteen, korkeampaan melutasoon ja tärinään.

Valmiin nupu- ja noppakivipäälysteisen rakenteen pinnan tasaisuusvaatimukset määritetään suunnitelma-asiakirjoissa. InfraRYL:n mukaan seuraavat kivetyksen mittapoikkeamat sallitaan, jos ne eivät haittaa toimivuutta tai ulkonäköä. (InfraRYL 2012)

- Rakenteen osien sijainti ja korkeusasema ± 20 mm
- Pituus- ja poikkisuunnassa 3 m oikolaudalla mitattuna 4 mm
- Vierekkäisten kivien korkeuserot luokassa 1: 2 mm ja luokassa 2: 3 mm.

Jos kiveykseen käytetään kierrätettyjä nupukiviä, tasaisuusvaatimus on 3 m oikolaudalla mitattuna 9 mm. Kiveyksen liittyessä reunakiveen, kiveyksen yläpinnan on oltava 5 mm reunakiveä korkeammalla. Kaivoihin liittyvä kiveys on kohtisuorassa 5 mm kannen yläpuolella, hulevesien keräilykaivoon liityttäessä 10 mm, 5 asteen vietolla. Tasaisuuden vaatimukset todetaan rakentamisen aikaisilla tarkemmittauksilla vähintään 20 m välein valmiista kiveyksestä. Katselmuksessa tarkistetaan kiveyksen mitat ja muoto. (InfraRYL 2012) InfraRYL:n mukaiset kiveyksen pinnan tasaisuusvaatimukset ovat hyvin vaikeasti saavutettavissa, jos verrataan nupu- ja noppakivien standardin mukaisia mittapoikkeamia, varsinkin lohkotuilla kivituotteilla. Mittapoikkeamat tulisi tasata asennuskerroksella ja saumojen leveyksillä, mutta pinnan tarkka tasaisuuden mittaaminen voidaan käytännössä toteuttaa vain sahatuilla kivituotteilla. Noppa- ja nupukivien standardin sallimat mittapoikkeamat on esitetty alaluvussa 4.1.

Kiveyksen tasaisuus voidaan ajatella myös kuvion tasaisuutena. Huolitellun lopputuloksen saavuttamiseksi kuvion täytyy olla suunnitelma-asiakirjojen mukainen. Väri vaihtelut kuviossa ovat vaikeita ennakoita ja jonkin asteinen vaihtelu on luonnonmateriaalille normaalia. Koska nupu- ja noppakivillä on kokoeroja standardin osoittamissa mittarajoissa, kuvion tasaisuus tasataan saumojen leveyksillä. Jos ladontakuvio on täysin symmetrinen, tarvitaan rakennusvaiheessa erityistä tarkkuutta, sillä pienetkin virheet erottuvat helpommin kuin satunnaisessa ladontakuviossa.

2.2 Kiveyksiin vaikuttavat rasisitustekijät

Kivetyt alueet joutuvat samojen rasisitusten alaisiksi kuin normaalit asfalttipäälysteiset tiet, kadut, puistot ja torit. Raskas liikenne ja korkea keskimääräinen vuorokausiliikenne (KVL) ovat suuria kuormien aiheuttajia, jotka ohjaavat suunnittelua liikennöidyillä tie- ja katualueilla. Kiveyksen deformaatio (ajourat, painumat/ kohoumat ja kivien kiertyminen) on yleisin kiveysten vauriotyyppi, joka on yhteydessä liikenteen ja erityisesti

raskaan liikenteen rasituksiin (Kuronen 2012). Kivetyllä alueella on myös liikenteestä riippumattomia rasituksia, jotka vaativat erityishuomiota verrattuna asfalttipäällysteisiin.

Huolto- ja kunnossapitotoimenpiteet, kuten harjaus ja pesu, ovat erittäin haitallisia kuormituksia kiveyksen saumoille; erityisesti kiveyksillä, joissa on käytetty sitomatonta saumausmateriaalia. Sitomaton hiekka kuluu ajan saatossa saumoista ja mahdollistaa kiven kiertymisen tai jopa irtoamisen. Auraus kuluttaa kaikkia päällysteitä, mutta auraslevyn osuminen epäjatkuvaan luonnonkivipintaan tai reunakiveen voi lohkaista kivistä palasen tai naarmuttaa pintaa. Tällöin ulkonäkö kärsii merkittävästi, vaikka toiminnallinen kyky ei heikkenisi.

Kiveys on usein vettä paremmin läpäisevä päällyste kuin asfalttipäällyste, joten alusrakenteen kuivatus ja kosteustekninen suunnittelu vaativat erityishuomiota. Veden johtamisesta johtuva eroosio ja veden kyllästämän rakenteen heikentynyt kantokyky voivat johtaa kiveyksen pysyviin deformaatioihin. Talvella epätasainen routanousu on erittäin haitallinen, sillä epäjatkua kiveys kestää huonosti vetojännityksiä. Sidottujen saumausmateriaalien on oltava pakkasenkestäviä. Kiveysten ohuet saumat ovat herkkiä halkeilemaan liikenne- ja ympäristörasitusten takia, jolloin halkeamat mahdollistavat veden virtauksen saumoissa ja talvella jäätymis-sulamissyklit murentaa saumoja entisestään. Alla on lueteltu tavanomaisia tie- ja katualueen rasituksia, jotka huomioidaan suunnittelussa (Mesimäki 1994, Mörönen et al. 2001).

- Liikennekuorma, dynaamiset ja staattiset, veto- ja puristusjännitykset
- Ilmastorasitukset: sade, lämpötilavaihtelut, pakkanen, saasteet, öljyt, UV-säteily
- Kunnossapito: auraus, suolaus, pesu, harjaus
- Rengaskulutus, nastarenkaat, kävely

Rasitukset aiheuttavat usein enemmän haittaa kiveyksen toiminnallisuuteen kuin ulkonäölle. Ulkonäölle haitallisimmat rasitukset ovat naarmut, halkeamat ja erilaiset likaavat aineet, kuten öljyt, renkaista irtoava kumi ja liuottimet. Epäedulliset ulkonäön muutokset häviävät kulutuksen mukaan, mutta esimerkiksi syvät naarmut ja lohkeamat ovat usein pysyviä ulkonäköön vaikuttavia muutoksia. Kivi on huokoinen materiaali, joten öljyt ja liuottimet imeytyessään aiheuttavat pitkäaikaisen epäedullisen ulkonäön muutoksen. Värjäytyminen korostuu valkoisen sävyisillä kivilaaduilla. Pintakäsittely vaikuttaa merkittävästi lian havainnoitavuuteen. Karkeilla pinnoilla likaantuminen on herkeämpää, mutta havaittavuus on myös heikompi. (Mörönen et al. 2001) Julkiset rakenteet kärsivät myös jossain määrin vandalismista, kuten laittomista graffiteista. Graffitit ovat yleensä enemmän seinämäisten rakenteiden, kuten julkisivujen ja muurien ongelma. Luonnonkiven fysikaaliset ominaisuudet, kuten tiheys, vedenimukyky, puristus- ja taivutusvetolujuus, kovuus ja kulutuskestävyys, ovat merkitsevimpiä kiven ominaisuuksia ulkotiloissa kestävä kiveyksen saavuttamiseksi.

2.3 Kiveyksen suunnittelun ja rakentamisen erityispiirteet

Luonnonkivien soveltuvuutta arvioidaan fysikaalisten ja visuaalisten ominaisuuksien perusteella. Varsinkin visuaalinen näkökulma vaatii erityishuomiota suunnittelussa, kuten edellisissä alaluvuissa on kuvailtu. Luonnonkiveyksen suunnittelun ja rakentamisen erityispiirteisiin kuuluvat normaalin katurakenteen mitoituksen lisäksi myös (Mesi-mäki 1994):

- Kivityypin ja pintakäsittelyn valinta
- Saumojen ja asennusalueen suunnittelu
- Kosteusteknisen toiminnan suunnittelu
- Ladontakuvion valinta
- Kivitöiden toteutuksen valvonta
- Kivitöiden toteutuksen ammattitaito

Ulkonäköön ja toimintaan vaikuttaa suuresti ammattitaitoinen kivitöiden toteutus. Nykypäivänä kivitöiden ammattitaito on kärsinyt vähäisistä uusista rakennuskohteista. Hyvin suunniteltu rakenne ja ulkonäkö vaativat asentajilta ”silmiä” sopivan kiven, saumanleveyden ja sijainnin valinnalle. Koska jokainen kivi on asennettava yksitellen, jokaisen kiven asennus ja tiivistys vaatii erityishuomiota hyvän lopputuloksen saavuttamiseksi. Kivitöiden erityinen ammattitaito vaatii myös työmaavalvonnalta erityistä tarkkuutta ja huomiota verrattuna koneellisesti suoritettaviin rakennuskohteisiin. (Mesi-mäki 1994)

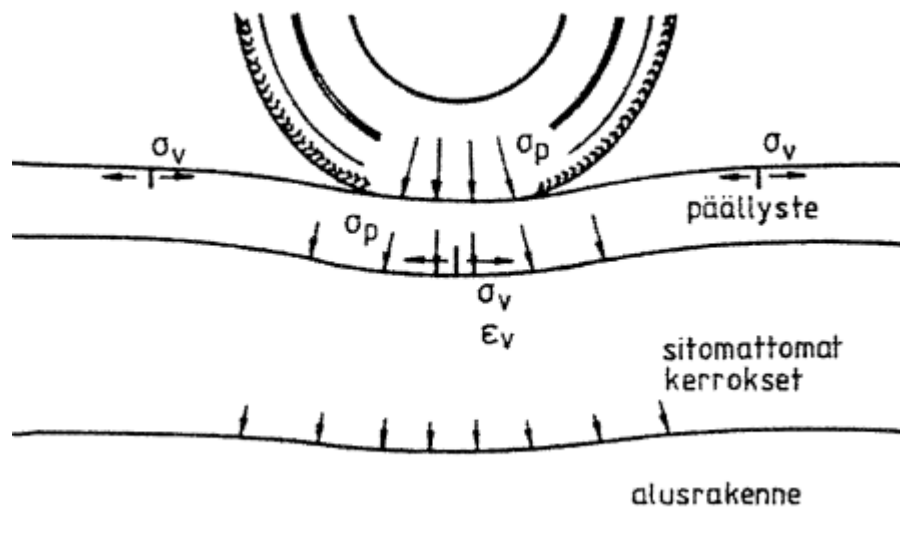
Kiveyksen suunnittelu jyrkille alustoille on haastavaa kivien paikallaan pysyvyyden takia. Jyrkillä alustoilla kiveyksen saumat altistuvat suurille vetojännityksille, sillä ajoneuvojen kiihtyvyydestä (pysähtyminen ja liikkeelle lähtö) johtuvat rasitukset korostuvat jyrkillä alustoilla. Myös pintavesien ohjaaminen vaarantaa saumaushiekan/-laastin ja asennushiekan paikoillaan pysyvyyden jyrkillä katuosuuksilla. Kulutuksen aiheuttama kivipinnan kitkan heikentyminen voi aiheuttaa vaaratilanteita jyrkillä tieosuuksilla, niin ajoneuvo- kuin jalankulkuliikenteelle. Kadun liikenneteknisessä suunnittelussa pituuskaltevuuden enimmäisarvo on kokooja- ja pääkaduilla 8 % ja tonttikaduilla 12 %. Liit-tymien ja bussipysäkkien kohdalla enimmäisarvo on 4 % (Katu 2002, s. 64–65). Ki-veysrakenteita ei suositella pituuskaltevuudeltaan yli 8 % osuuksille. Kuronen (2012) totesi diplomityössään jyrkkien kivettyjen katuosuuksien vauriosuhteen olevan selvästi suurempi kuin tasaisen pituuskaltevuuden osuudet. Ajoradoilla kiveysten sivukaltevuudeksi suositellaan 3–4 %, kun tavanomainen asfalttipäällysteen sivukaltevuus ajoradoil-la on 2,5–3 %.

3. LIIKENNEKUORMITETUN KIVEYKSEN TOIMINTATATAPA

Tässä luvussa käsitellään kiveyksien toimintaa liikennekuorman alaisena. Näkökulmia ovat liikenteen aiheuttamat kuormitukset katurakenteeseen ja kiveyksien eri rakenneratkaisujen kyky välittää ja kestää liikenteen kuormituksia.

3.1 Liikennekuormituksen erityispiirteet

Liikenteestä aiheutuva syklinen kuormitus on satunnaista, eli se vaihtelee eri nopeuksilla liikkuvista, erikokoisista ja eripainoisista ajoneuvoista riippuen. Lisäksi liikennekuorma jakautuu epätasaisesti kadun poikkileikkauksessa ja kanavoituu entistä pienemmälle alueelle kapeilla osuuksilla. Kaupungin katualueilla liikenteestä aiheutuva kuormitustaso on rajattu nopeuden ja sallittujen ajoneuvojen osalta, joten kuormituksen taso tiedetään kohtuullisen tarkasti. Erityisesti huomioitava asia on raskaan liikenteen määrä, sillä ajoneuvon massalla ja sen jakautumisella on määräävä vaikutus rakenteen pitkäaikaiskestävyyteen. Liikennekuorma aiheuttaa päällysteeseen erityisesti väsymisvaurioita ja epätasaisuuden kasvamista. (Riikonen 2014, s. 13)



Kuva 7. Liikennekuorman aiheuttamat rasitukset tierakenteeseen. (Tielaitos 50/1999)

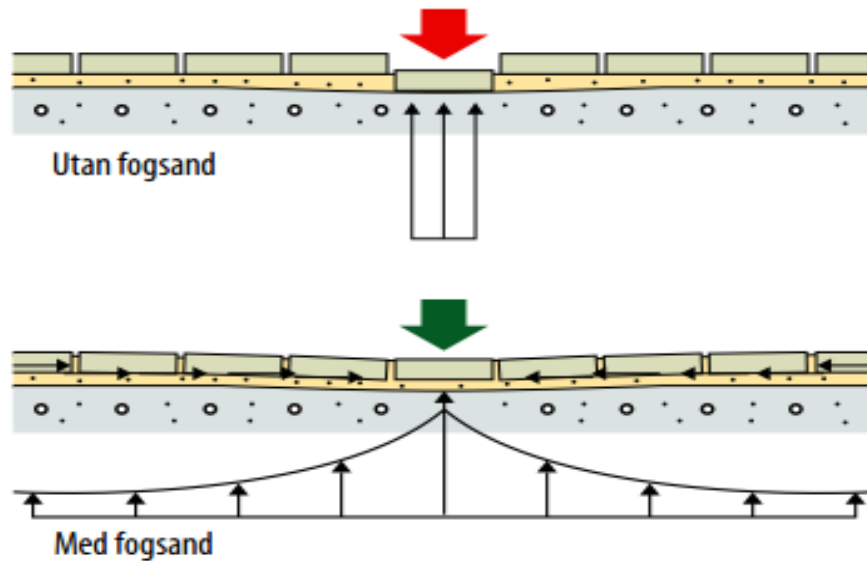
Liikennekuorma jakautuu kahteen komponenttiin eli staattiseen ja dynaamiseen kuormitukseen. Kuormitukset aiheuttavat rakenteeseen veto-/puristus- ja leikkausjännityksistä

muodostuvan jännitystilän, joka muuttuu jatkuvasti ajoneuvon ylittäessä tarkasteltavan kohdan. Staattinen kuorma on suoraan verrattavissa ajoneuvon painoon, mutta dynaamiset kuormitukset johtuvat liikkuvan ajoneuvon aiheuttamasta lisäkuormasta. Pysähtynyt ajoneuvo kuormittaa rakennetta vain staattisesti ja kuorman suuruus vaihtelee ajoneuvon painosta, telien ja renkaiden määrästä. Dynaamisen kuormituksen taso on sidoksissa ajoneuvon massaun, nopeuteen ja kadun tasaisuuteen. Liikennekuorman aiheuttamat vauriot ja epätasaisuudet kasvattavat dynaamista kuormitusta, joka edelleen lisää rakenteen vaurioitumista. (Riikonen 2014, s. 16)

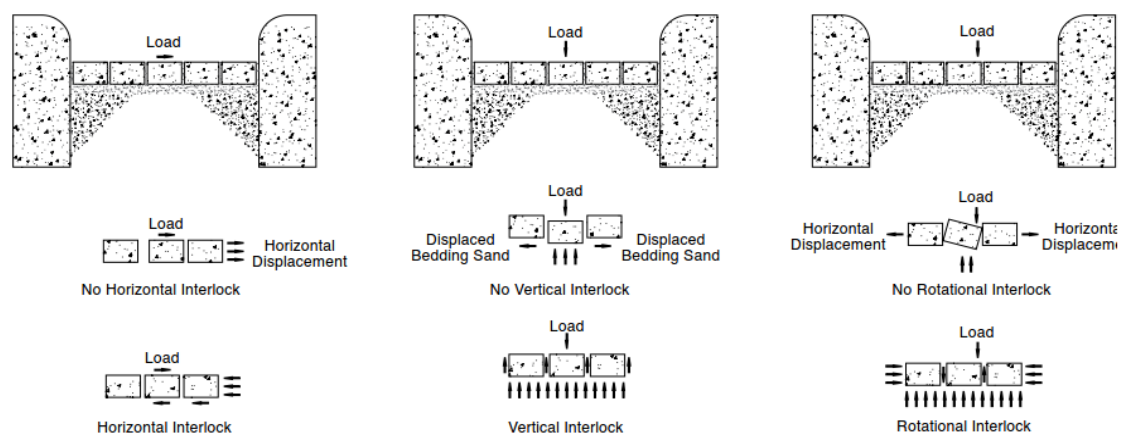
3.2 Kuormituksen välittyminen kiveysrakenteessa

Luonnonkivistä rakennetun päällysteen erikoispiirteinä ovat useat liitokset eli saumat kivien välissä. Kiveyksestä ei voida tehdä täysin tasaista ajopintaa asfalttipäällysteen tavoin. Täten dynaamisten kuormitusten vaikutuksilla on merkittävä osuus kiveysten kestävyys. Yksittäisinä kivilä luonnonkivi voi olla lähes ikuinen rakennusmateriaali, mutta kiveyksen toiminnallisuus liikennekuorman alaisena useiden saumojen sitomana asettaa rajoituksia. Nupu- ja noppakivet ovat yleensä paksuudeltaan massiivisia verrattuna asfalttipäällysteiden tavanomaisiin paksuuksiin, mutta saumat kivien välissä heikentävät niiden toiminnallista kantokykyä ohuen asfalttipäällysteen tasolle. Täten luonnonkivipäällysteet mielletäänkin joustaviksi rakenteiksi, ohuen asfalttipäällysteen tavoin. Sidotulla saumauksella ja pohjarakenteilla luonnonkivipäällysteestä voidaan tehdä myös erittäin kantava ja jäykkä, mutta se asettaa saumojen liitoksille merkittävästi suurempia vaatimuksia ja alusrakenteen täytyy olla painumaton. Kriittiset rasitukset kohdentuvat ohuilla asfalttipäällysteillä ja kiveyksillä päällyskerroksen alapuoliseen kerrokseen eli kantavaan kerrokseen ja kivien asennuskerrokseen. Kiveyksillä yksittäinen liian suuri kuorma saattaa vaurioittaa rakennetta niin merkittävästi, että se vaatii välitöntä korjausta.

Kiveyksillä päällysteen kantavuus ja kuorman välittyminen perustuu kivien lukkiutumiseen saumojen kautta toisiaan vasten. Lukkiutumisen edellytyksenä on, että kiveys tukeutuu reunatukiin tiiviisti. Kuvissa 8 ja 9 on havainnollistettu kuorman välittyminen alusrakenteelle ja kivien välillä.



Kuva 8. Saumaushiekan vaikutus kuorman välittymiseen kiveykseltä alusrakenteelle. (Natursten-Utenmiljö 2007)



Kuva 9. Kivien lukkiutuminen saumojen ja asennusalustan kautta vastustaa siirtymiä. (ICPI Tech Spec 4)

Saumot ovat tärkeä osa kiveyksien kykyä välittää liikennekuormaa ja vastustaa siirtymiä. Sauman leveys ja syvyys vaikuttavat kivien lukkiutumiseen toisiaan vasten. Saumojen tehtävä on tasata kuormitusta laajemmalle alueelle katurakenteessa.

3.3 Saumauksen vaikutus kiveyksen toimintatapaan

Sidotuksi rakenteeksi luokitellaan kiveykset, joissa saumaus- ja asennusmateriaali sitoo kivet yhteen. Sidotun rakenteen toimintatapa muistuttaa enemmän asfalttipäällysteistä katuja kuin sitomaton kiveys. Sidosaineesta riippuen kiveys voi olla joustava kuten sitomaton rakenne, mutta yleisesti sidottu rakenne ajatellaan jäykäksi rakenteeksi. Sidottujen kiveysten toiminta on vahvasti yhteydessä sidosaineen ominaisuuksiin.

Saumojen leveys sidotuissa kiveyksissä ei ole yhtä kriittinen kuin saumaushiekalla asennetuissa kiveyksissä. Sidottu saumausmateriaali vaatii yleensä hieman leveämmän saumavälin asennusteknisistä syistä kuin sitomaton saumaushiekka. Sidosaineen kovuus ja tartunta kiven pintaan yleensä paranevat leveämmässä saumassa. Kiveysten saumat pyritään kuitenkin tekemään niin kapeaksi kuin mahdollista huomioiden, että saumojen tiiviys, tasaisuus, ulkonäkö ja rakennettavuus eivät kärsi rakenteessa.

Sidottujen rakenteiden toimintatavat voidaan jakaa niissä käytettävän sidosmateriaalin mukaan. Bitumilla tai muilla pehmeillä sidosmateriaaleilla sidotut rakenteet muistuttavat normaalien asfalttipäällysteiden käyttäytymistä. Sidotun kiveyksen kriittiset rasitukset kohdistuvat saumoihin ja sidotun materiaalin alapintaan. Mitä paksumpi sidottu kerros on, sitä kriittisemmäksi muodostuu saumojen kestävyys. Ohuesti sidotulla kiveyksellä rakenteen alapinnan venymä muodostuu kriittiseksi kestävyuden osalta. (SCOTS 2004)

Vastaavasti sementillä tai muulla erittäin jäykäksi kovettuvalla sidosmateriaalilla sidotut kiveykset luokitellaan jäykäksi rakenteeksi. Tällöin rakenteen toimintatapa muistuttaa betonilaatan toimintaa. Erittäin jäykkä päällyste ei kuitenkaan takaa rakenteen pitkäaikaiskestävyyttä. Jäykkä päällysrakenne vaatii myös alusrakenteelta riittävää jäykkyyttä, jotta liikennekuorma välittyy pohjamaahan asti. Jos kantava kerros tai alusrakenne on heikko, joutuu päällysrakenne kantamaan liikenteestä aiheutuvan kuorman lähes yksinään ja kadun rakenne ei toimi kokonaisuutena. Jäykkä rakenne toimii niin kauan kunnes rakenteeseen syntyy väsymisen tai liian suuren kuormituksen aiheuttama halkeama tai murtuma. Sidottu jäykkä kiveys ei korjaa itseään murtuman tai halkeaman synnyttyä. Murtuman syntyessä kiveyksen toiminnallisuus heikkenee kerralla merkittävästi. Halkeamat lisäävät myös ilmasto- ja ympäristörasitusten kuten veden ja pakkasen aiheuttamien kuormitusten riskiä.

Sidotut rakenteet soveltuvat suuremman tai raskaamman kuormituksen alueille. Sidottu rakenne välittää liikenteestä aiheutuvat kuormat tasaisemmin ja laajemmalle alueelle alusrakenteeseen kuin sitomaton rakenne. Kevyen liikenteen tai kuormituksen alaisena sidottu rakenne on kestävä, mutta myös ylimitoitettu ja siten kallis ratkaisu.

Toiminnallisesti hyvin paksu ja erittäin jäykkä kadun rakenne on suurille kuormituksille ideaali, mutta katurakenteissa pyritään ympäristöä ja kustannuksia säästävään ratkaisuun. Kiveysten saumojen kestävyys on joka tapauksessa kriittinen, vaikka alusrakenne olisi kuinka paksu ja kantava tahansa. Kaupunkialueella myös kunnallistekniikan rakentaminen, korjaaminen ja huolto vaikeutuvat merkittävästi, jos tekniikan asentamiseksi joudutaan purkamaan paksuja ja sidottuja rakenteita.

Kiveystä, joka on asennettu sitomattomalle asennusalustalle ja jonka saumat on täytetty sitomattomalla saumausmateriaalilla, kutsutaan sitomattomaksi rakenteeksi. Sitomatto-

man rakenteen toiminta liikennekuorman alaisena perustuu suurelta osalta tiivistettyjen saumojen kykyyn välittää kuormia alusrakenteelle.

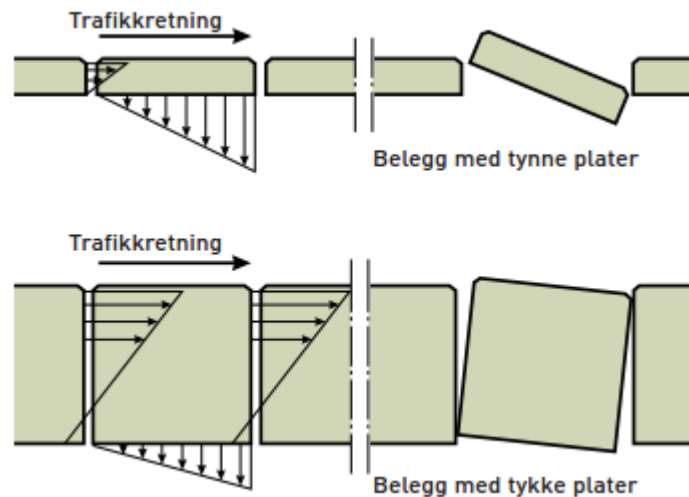
Kriittisiä rasituksia ovat kantavaan kerrokseen ja asennuskerrokseen kohdistuvat puristusjännitykset, jotka joustamattoman materiaalin (kivien) kautta välittyvät. Ideaalisesti-kin toimiessaan sitomaton kiveys toimii ohuesti sidotun päällysteen tavoin. Jos rakenteessa on viallisia tai heikkoja kohtia, kohdistuu asennuskerrokseen ja kantavaan kerrokseen suuria pistemäisiä rasituksia entistä haitallisemmin, kuten kuvassa 8 on havainnollistettu. Tämäntapaisia kohtia ovat alueet joista saumaushiekka on kulunut pois tai asennushiekkakerros on hyvin ohut. Asennushiekkakerroksen pysyvyys ja tiiviys ovat kriittisiä kiveyksen toiminnalle.

Jos kantavana kerroksena on käytetty sidottua rakennetta, sitomaton asennushiekkakerros altistuu koville iskuille kahden jäykän rakenteen välissä. Asennushiekkakerros on ohut ja rakeisuudeltaan niin hienoa, että sillä ei ole merkittävää rakenteen kantavuutta lisäävää vaikutusta. Suurempi ongelma on puristus- ja leikkausjännitysten aiheuttama asennushiekkakerroksen muodonmuutos ja murentuminen.

Sitomaton rakenne on joustava rakenne, joka ei pysty välittämään vetojännityksiä. Täten liikennekuorma ei välity laajalle alueelle kuormitettavasta pisteestä. Tämä edesauttaa muodonmuutosten kohdistumista pienemmälle alueelle eli ajourien kohdalle. Sitomaton rakenne pystyisi tasaamaan epätasaisia painumia, jos liikennekuorma jakautuisi tasaisesti koko rakenteen poikkileikkaukseen. Sitomattomalla rakenteella on sidottua rakennetta tärkeämpää reunatukien jäykkyys ja tukeutuminen niihin. Koska kivet eivät ole varsinaisesti kiinni missään, reunatuki varmistaa katurakenteen paikallaan pysymisen. Reunatuet ovat pääsääntöisesti sidottu maakostealla betonilla ja ovat selvästi massiivisempia kuin nupu- tai noppakivet.

3.4 Kivien paksuuden vaikutus kiveyksen toimintatapaan

Sitomattomalla rakenteella kivien koko on merkittävä rakenteen toiminnalle. Saumojen syvyys ja kiven massiivisuus edesauttaa kivien lukkiutumista ja vastustaa paremmin muodonmuutoksia, kuten kuvassa 10 on havainnollistettu. Isokokoisetkaan kivet eivät toimi ilman täytettyjä ja tiiviitä saumoja.



Kuva 10. Kiven paksuus vaikuttaa kiven kykyyn vastustaa siirtymiä (Natustein-Utenmiljø 2013)

Nupukivet soveltuvat kokonsa puolesta noppakiviä paremmin liikennöidyille alueille, sillä syvemmät saumat ja suurempi kiven koko vastustavat paremmin siirtymiä. Siksi Suomessa noppakivet, joiden sivumitta on alle 90 mm, rakennetaan aina sidottuna rakenteena. Sidotulla kiveyksellä kiven koko ei ole yhtä merkitsevä kuin sitomattomalla rakenteella. Suurempi kiven koko parantaa kuitenkin myös sidotun kiveyksen toimintaa, sillä sidosaineen määrä ja tartunta kasvavat.

Kiven muodolla on määräävä vaikutus kiveyksen toimintaan eikä pelkästään kiven massiivisuudella. Luonnonkivilaatat ovat kooltaan ja massaltaan yleensä suurempia kuin noppa- tai nupukivet, mutta kiven vetolujuus laattamaisessa rakenteessa asettaa rajoituksia liikennekuormituksen alla. Kiveyksen toiminta puristuksen kautta on edullisempi toimintatapa, sillä kiven puristuslujuus on tavanomaisesti yli kymmenen kertaa suurempi kuin vetolujuus.

Kivet, joiden sivumitan suhde paksuuteen on ≤ 3 , katsotaan toimivan puristuksen kautta. Tällöin voidaan olettaa kiven soveltuvan dimensioidensa puolesta liikennöidyille alueille. Tavallisesti laattojen mitoitus lasketaan sivumitan 150 mm kerrannaisia eli esimerkiksi 150*150*80/100 mm, 300*300*100 mm ja 300*450*100 mm. Seuraavassa taulukossa on esimerkkilaattakokoja, jotta ne olisivat soveltuvia liikennöidyille alueille. (Mörönen et al. 2001)

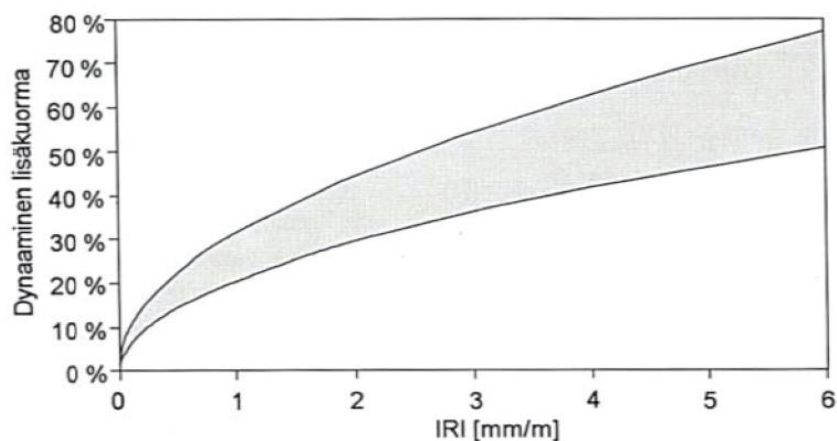
Taulukko 1. Suositeltavia laatta ja kivikokoja liikennöidyille alueille. (Mörönen et al. 2001)

Tuotannollisista ja työteknisistä syistä suositeltavat laatta- ja kivikoot		Teiden ja katujen päällysteisiin soveltuvien laattojen ja kivien paksuus, mm
Sivumitat, mm	Paksuus, mm	
100 · 100	100	100 (>35)
150 · 150	80/ 100	80/ 100 (>50)
150 · 300	80/ 100	100
300 · 300	80/ 100	100
300 · 450	80/ 100	150
300 · 600	80/ 100	200
600 · 600	80/ 100	200

Tuotantoteknisistä syistä laatat ovat yleensä ohuempia kuin niiden rakenteellisen toiminnan kannalta edullisin paksuus. Erikoisvalmisteiset kivilaatat muodostuisivat kustannuksiltaan merkittävästi tavanomaisia kivit tuotteita kalliimmiksi. Edellä mainittujen asioiden takia laattoja ei yleensä käytetä liikennöidyillä alueilla. Taulukossa 1 kivien sivumitat 100*100 mm, 150*150 mm ja 150*300 eivät teknisesti ottaen ole laattoja, vaan voidaan luokitella nupu- tai noppakiviksi. Esimerkiksi nupukiven tavanomaiset dimensiot ovat nimellisleveys 140±10 mm, pituus 200–280 mm ja yleisimmät paksuudet ovat 140 mm tai 170 mm. Nupu- ja noppakivien dimensioihin ja mittatoleransseihin paneudutaan tarkemmin luvussa 4.

3.5 Tasaisuuden vaikutus liikenteen rasitukseen

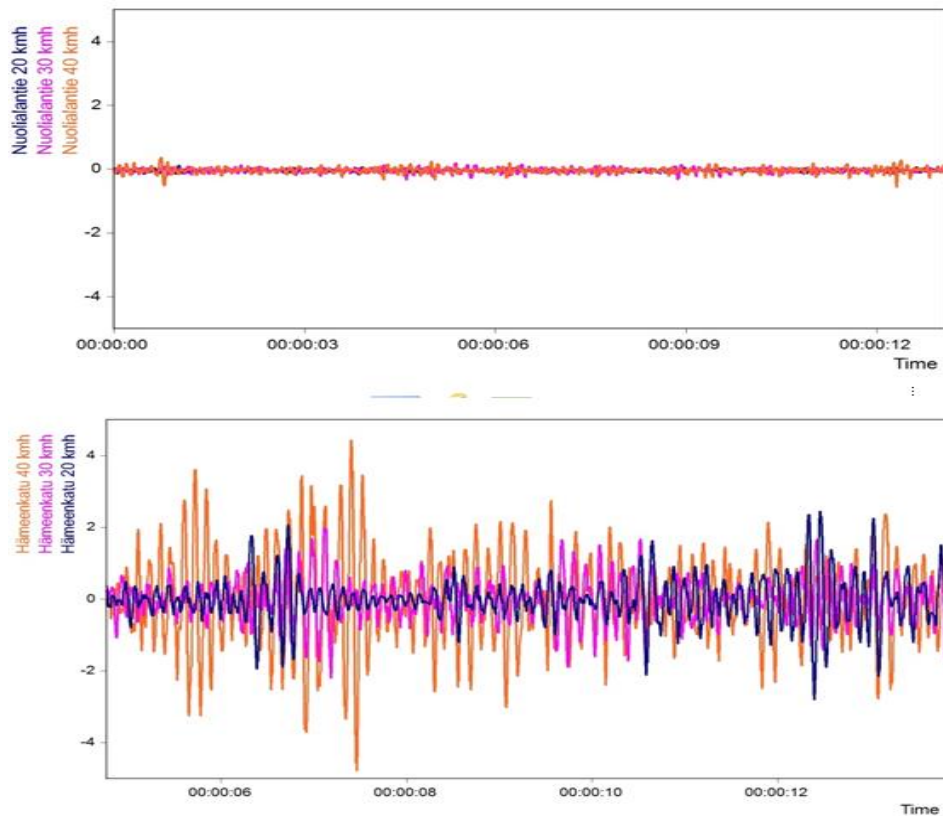
Kiveyksen pinta on kaikissa rakennetapauksissa epäjatkuva ja jossain määrin epätasainen sen saumojen takia. InfraRYL on määrittänyt valmiin kiveyksen pinnan tasaisuusvaatimukset, jotka on esitetty alaluvussa 2.1.4. Tasaisuus on suoraan yhteydessä ajoneuvojen dynaamisten kuormitusten suuruuteen. Kuvassa 11 on päällysteen IRI-arvon (pinnan pystysuuntaista epätasaisuutta kuvaava arvo mm/m) vaikutus kuorma-auton dynaamiseen maksimilisäkuormaan.



Kuva 11. *Tienpinnan epätasaisuuden vaikutus kuorma-auton dynaamisten maksimilisäkuormien suuruuteen. (Riikonen 2014, s. 18)*

Dynaamisia kuormituksia voidaan siis vähentää tasaisella päällysteellä. Kiveyksellä kohtuullisen tasaiseen päällysteeseen päästään kuitenkin vain kivilaatoilla tai sahatuilla nupukivillä. Tasaisuuden tavoittelu tuo omat vaatimuksensa liikenneturvallisuuden kautta, sillä tasainen pinta kuluu nopeasti hyvin liukkaaksi liikennekuormituksen alla. Liukastumisvastuksen määrittäminen vaaditaan Suomessa vain uudelle rakenteelle ja kivituo-otteille, joiden pinnan epätasaisuus on alle 1 mm (SFS EN 14231 2003). Mittatarkat kivi- tuotteet, kuten sahatut nupukivet, tosin helpottavat rakentamista ja valmis kiveys on yleensä kaikkien rakenneosien osalta tarkempi (saumaleveys, asennusalusta, pinnan tasaisuus). Skotlannin luonnonkivirakenteiden ohjeeseen liittyvien tutkimusten perus- teella todettiin, että sahatuilla (ja karkeaksi käsitellyillä) nupukivillä rakennetut kiveyk- set olivat kestävämpiä kuin lohkotuilla kivituo-otteilla rakennetut kiveykset, juuri niiden tarkkojen mittatoleranssien takia. Mittatarkat kivituo-otteet helpottivat rakentamista, yhte- näistivät kiveyksen rakennetta ja vähensivät työstä johtuvia rakennusvirheitä (McHale 2006). Tasalevyiset saumat mahdollistivat paremman ja tasaisemman tiivistyksen koko kiveyksen alueella.

Tässä diplomityössä raportoidussa kiihtyvyyksimittauksista voidaan myös todeta epäta- saisen ajopinnan vaikutukset dynaamisten kuormitusten kasvavan epätasaisella ajoradal- la. Esimerkkikuvana on linja-auton akselin kiihtyvyyksistä hyväkuntoiselta asfalttipääl- lysteeltä (Nuolialantie) verrattuna Tampereen Hämeenkadun nupukivipäällysteeltä mi- tattuihin kiihtyvyyksiin. Kiihtyvyyksimittausten tuloksiin paneudutaan tarkemmin luvussa 7.



Kuva 12. Kiihtyvyyksien suuruudet eri ajonopeuksilla ja päällysteillä. (Tärinämittaukset 2015)

Kuvan 12 kiihtyvyydet on ilmoitettu kuvaajassa putoamiskiihtyvyyden mukaan eli kiihtyvyys arvolla 1 tarkoittaa yhden G:n kiihtyvyyttä ($9,81 \text{ m/s}^2$). Ero on merkittävä verrattuna hyväkuntoisen asfalttipäällysteen ja nupukivipäällysteen välillä, kirjallisuudessa on esitetty dynaamisten kuormituksen lisäyksen vaikutuksista päällysteen suunniteltuun elinikään. Yksi tämänlaisista kaavoista on OECD:n kokeissa vuonna 1988 määritetty dynaamisen lisäkuormituksen kerroin. Kertoimen keskiarvot olivat melko tasaiselle tielle 1,06, keskimääräiselle tielle 1,24 ja epätasaiselle tielle 1,54. Näiden kertoimien mukaan dynaaminen lisäkuorma erittäin epätasaisella tiellä voi jopa puolittaa päällysteen suunnitellun eliniän. (Riikonen 2011)

4. NUPU- JA NOPPAKIVIPÄÄLLYSTEISEN KADUN RAKENNETARKAISUT SUOMESSA

Tässä luvussa esitetään Suomessa käytetyt luonnonkivipäällysteiden rakennusmateriaalit ja mitoitus. Luku alkaa kivien, rakennusmateriaalien ja rakennetyyppien vaatimuksilla, joista edetään suunnitteluun ja mitoitukseen. Valmiin kiveyksen vaatimukset on esitelty alaluvussa 2.1.4.

Suomessa luonnonkivipäällysteiden rakentamista ohjaavat erilaiset suunnitteluohjeet ja määräykset. Tärkeimpinä niistä ovat InfraRYL 2012, Katu 2002 ja Suomen kuntateknisen yhdistyksen julkaisema Betoni- ja luonnonkivituotteet päällysterakenteena 1997. Lisäksi kaupungeilla on omia rakentamiskäytäntöjä ja suunnitteluohjeita.

4.1 Nupu- ja noppakivien vaatimukset

Nupu- ja noppakivi määritellään standardin SFS-1342 mukaan seuraavasti: *luonnonkivikappale, joka on sahattu tai lohkottu ja jota käytetään päällystemateriaalina ja jonka nimellisleveys on korkeintaan kaksi kertaa sen paksuus ja pituus korkeintaan kaksi kertaa sen leveys. Minimi nimellispaksuus on 40 mm.* (SFS-1342 2013)

Noppakivillä tarkoitetaan kiveä, joka on kuution muotoinen ja jonka kaikki sivut ovat käytännössä yhtä pitkät standardissa määritettyjen toleranssien mukaisesti. Noppakiviä valmistetaan erikokoisina eri käyttökohteisiin ja niissä on pieniä eroja valmistajien kesken. Nimet erikokoisille tuotteille on lueteltu alla (Mesimäki 1994):

- pikkunoppa tai mosaiikkinoppa, kun sivumitta on 50 mm
- pieni noppa, kun sivumitta on 70 mm
- vakionoppa, kun sivumitta on 90–100 mm
- isonoppa, kun sivumitta on 140–150 mm.

Nupukivillä eli katukivillä tarkoitetaan suorakulmaisen muotoista kivituetta. Yleisesti käytetty koko nupukivillä on nimellisleveys 140 ± 10 mm, pituus 200–280 mm ja yleisimmät paksuudet ovat 140 mm ja 170 mm. Nupukivien käyttö on noppakiviä yleisempää teillä, joissa on ajoneuvoliikennettä. Nupukiven koko verrattuna noppakiveen parantaa saumojen välistä tartuntaa ja vähentää kivien irtoamista ja kiertymistä.

Noppa- ja nupukivien vaatimukset määräytyvät käyttökohteiden ja standardin SFS-7017 (2014) mukaisesti. Taulukossa 2 on standardin mukaan vaadittuja ominaisuuksia ja vaatimustasoja ulkotilojen noppa- ja nupukiville.

Taulukko 2. Ulkotilojen noppa- ja nupukiviltä eri käyttökohteissa vaadittavat ominaisuudet ja asetetut vaatimustasot. (SFS-EN 7017 2014)

Ominaisuus	Käyttökohte	Vaatus Suomessa	Vaatus taso
Mittapoikkeamat	kaikki	Kyllä	Liitteen B luvun 2 mukainen
Murtolujuus	Ajoneuvoliikennettä	Kyllä	Puristuslujuus ≥ 100 MPa
	Kevyttä liikennettä	Kyllä	Puristuslujuus ≥ 50 MPa
Kulutuskestävyys	Ajoneuvoliikennettä	Kyllä	Kulutusjäljen uran leveyden maksimiarvon odotusarvo ≤ 22 mm
	Kevyttä liikennettä	ei	
Liukastumisvastus/ luisumisvastus	Kaikki	Kyllä	Ilmoitettava
Pitkäaikaiskestävyys	Suolarasitus mahdollinen	Kyllä	Jäänpoistosuolien avulla (1 paino-% NaCl) määritetyn SFS-EN 12371 jäädytys-sulatustestin läpäisy (pass) 56 sykliä, murtolujuuden alenema ≤ 20 %
	Ei suolarasitusta	Kyllä	SFS-EN 12371 jäädytys-sulatustestin läpäisy (pass) 56 sykliä, murtolujuuden alenema ≤ 20 %

Nupu- ja noppakivien sallitut mittapoikkeamat on esitetty taulukoissa 3, 4 ja 5.

Taulukko 3. Tasomitan ja paksuuden sallitut mittapoikkeamat voivat olla luokkaa 0, 1 tai 2, kuten standardissa SFS-EN 1342. (SFS-EN 7017 2014)

Nimellismitta		Luokka 0	Luokka 1	Luokka 2
≤ 60 mm	Pintakäsittely	Ei vaatimuksia	± 7 mm	± 5 mm
	Lohkottu		± 10 mm	± 7 mm
> 60 mm ≤ 120 mm	Pintakäsittely		± 10 mm	± 5 mm
	Lohkottu		± 15 mm	± 10 mm
> 120 mm	Pintakäsittely		± 10 mm	± 7 mm
	Lohkottu		± 15 mm	± 12 mm

Taulukko 4. Vajaamittaisten sivujen sallitut mittapoikkeamat voivat olla luokkaa 0, 1 tai 2, kuten standardissa SFS-EN 1342. (SFS-EN 7017 2014)

Nimellismitta	Luokka 0	Luokka 1		Luokka 2	
	Ei vaatimuksia	Yksi sivu korkeintaan	Poikkeamien summa korkeintaan	Yksi sivu korkeintaan	Poikkeamien summa korkeintaan
≤ 60 mm		10 mm	20 mm	5 mm	10 mm
> 60 mm ≤ 120 mm		15 mm	25 mm	10 mm	15 mm
> 120 mm		25 mm	30 mm	15 mm	20 mm

Taulukko 5. Pinnan epätasaisuuden sallitut mittapoikkeamat voivat olla luokkaa 0, 1 tai 2, kuten standardissa SFS-EN 1342. (SFS-EN 7017 2014)

	Luokka 0	Luokka 1	Luokka 2
Lohkottu	Ei vaatimuksia	±10 mm	±5 mm
Karkea pintakäsittely		±5 mm	±3 mm

Liukastumisvastuksen määrittäminen vaaditaan kivityypiltä, jonka pinnan karkeus on alle 1,0 mm. Lohkottuja tai karkeaksi pintakäsiteltäviä nupu- ja noppakiviä ei tarvitse testata. Liukastumisvastus määritetään määrittämällä olosuhteissa standardin EN 14231 mukaisten testausmenettelyjen perusteella. Testausmenetelmä perustuu heiluriin kiinnitetyn kumisen kappaleen liukuman pituuteen koekappaleen pinnalla. Ulkotilojen nupu- ja noppakivien liukastumisvastuksen tulee ylittää USRV-arvo 35. (SFS EN 14231 2003)

Nupu- ja noppakivien vaatimuksissa standardissa SFS-EN 7017 on annettu ohjeelliset taivutus-vetolujuuden arvot eri käyttökohteisiin taulukon 6 mukaisesti.

Taulukko 6. Kivien ohjeelliset taivutuslujuuden murtokuormat eri käyttökohteiden mukaan. (SFS-EN 7017 2014)

Luokka	Murtokuorman vähimmäisarvo kN	Tyypillinen käyttö
0	Ei vaatimusta	Koristekäyttö
1	0,75	Reunakivet, joiden alustana on laasti, vain jalankulkualueet
2	3,5	Jalankulku- ja pyöräilyalueet, puutarhat, parvekkeet
3	6,0	Satunnainen auto- ja moottoripyöräliikenne sekä kevyt liikenne, autotallien edustat
4	9,0	Kävelyalueet, torit, joita jakeluautot tai hälytysajoneuvot käyttävät ajoittain
5	14,0	Jalankulkualueet, joita raskaat kuorma-autot käyttävät usein
6	25,0	Tiet, kadut, huoltoasemat

Taivutusvetolujuuden arvo määritetään standardin SFS 12372 (2006) mukaisesti. Koeksessa koekappale puristetaan keskitetysti kahden tukipisteen avulla murtoon asti. Koekappaleen dimensioilla on useita eri vaihtoehtoja, kunhan se täyttää seuraavat vaatimukset:

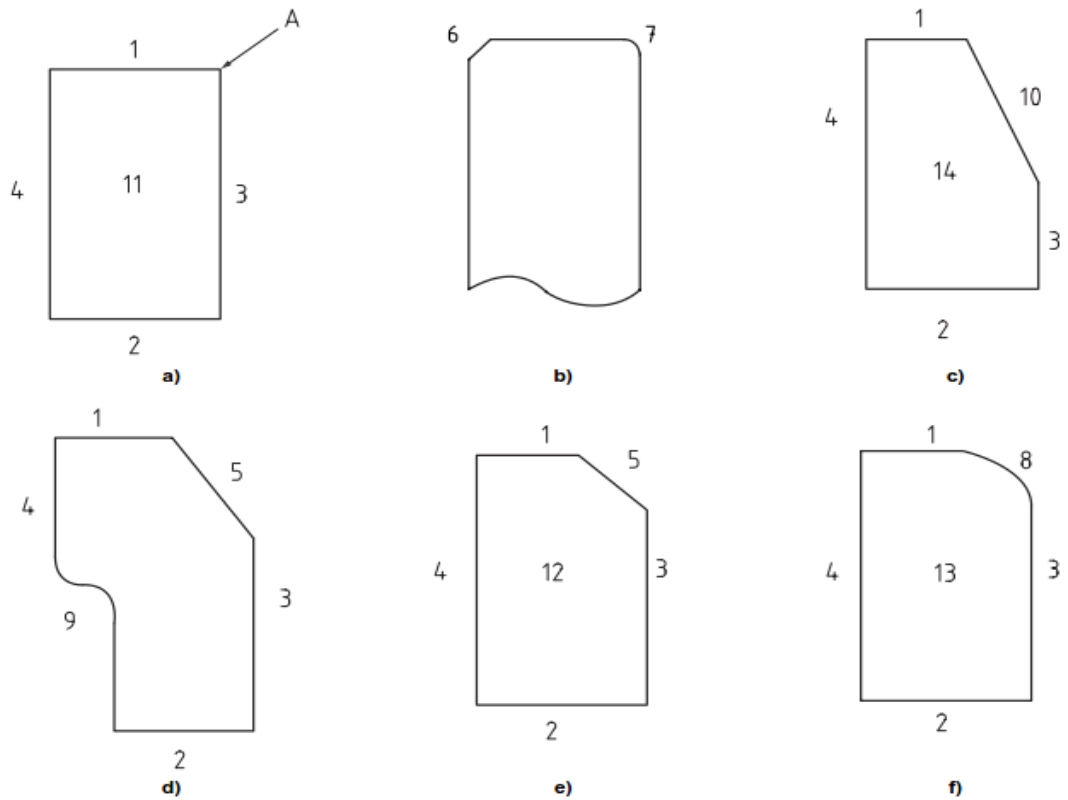
- Koekappaleen paksuuden h on oltava 25–100 mm, mutta kuitenkin vähintään kaksi kertaa suurimman mineraalin raekoon paksuinen

- Koekappaleen pituuden L on oltava 6 kertaa koekappaleen paksuus
- Koekappaleen leveyden on oltava välillä $50 \text{ mm} \leq b \leq 3h$, mutta ei missään tapauksessa vähemmän kuin koekappaleen paksuus.
- Koekappale tuetaan kahdella tukipisteellä, joiden etäisyyden on oltava 5 kertaa koekappaleen paksuus.

Yleisin puristusvetolujuuden koekappale on dimensioiltaan $50 \times 50 \times 300 \text{ mm}$ ($b \times h \times L$), kun koekappaleen suurimman mineraalin raekoko on alle 25 mm. Noppa- ja nupukivien tarkemmat ominaisuuksien alkutestaukset ja tyyppitestit löytyvät voimassa olevasta standardista SFS EN 1342 (2013).

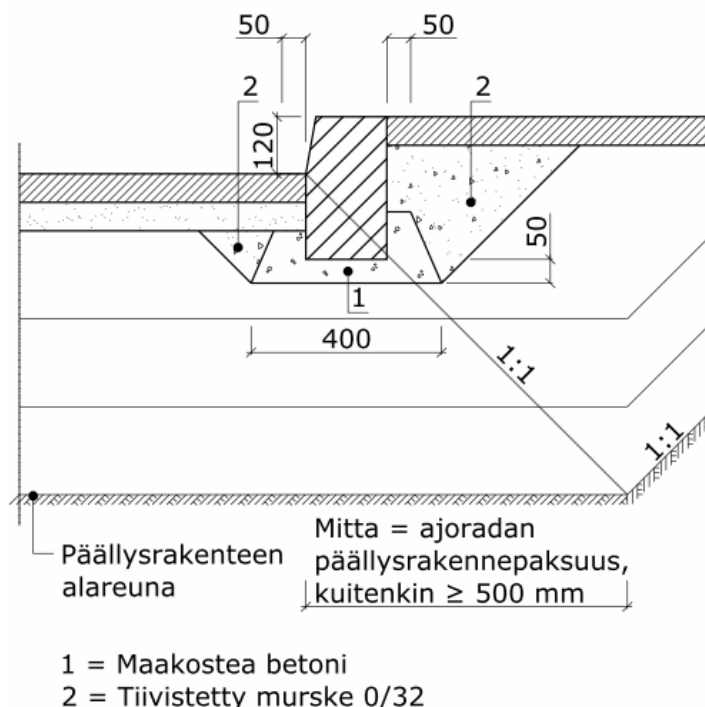
4.2 Reunakivet

Luonnonkivistä valmistettujen reunakivien vaatimuksia on määritetty kansallisessa standardissa SFS 1343 (2013). Reunakiviä koskevat suurelta osin samat vaatimukset kuin nupu- ja noppakiviä. Ulkotiloihin sopivat kivilajit on määritetty vedenimun, jäädytys-sulatustestin tai petrografisen luokituksen mukaisesti. Reunakivet tilataan juoksumetreinä rakennuskohteeseen. Reunakivien pituudet voivat vaihdella merkittävästi, mutta kaarevissa reunakivissä minimipituus on 500 mm. Pintojen sallittu epätasaisuus kiven pinnoilla ja viisteissä on määritetty pintakäsittelyn mukaan. Reunakiville pintakäsittelyvaihtoehdot ovat samat kuin noppa- ja nupukivillä, mutta yleisimmät vaihtoehdot ovat sahattu, lohkottu ja ristipäähakattu. Reunakivien pintakäsittelylle on tyypillistä, että vain näkyvä pinta käsitellään tasaiseksi ja muut sivut jäävät karkeammiksi. Viistetyillä reunakivillä pintakäsittely tehdään yleensä kauttaaltaan koko kappaleelle. Reunakivien poikkileikkausprofiilivaihtoehtoja on markkinoilla useita, mutta yleisin on suorakaiteen muotoinen poikkileikkaus (kappale a, kuva 13) tai ns. faasireunakivi (kappale e, kuva 13). Viistettyjä reunakiviä käytetään pääasiassa vain suojateiden ja bussipysäkkien kohdilla. Kuvassa 13 on esitetty reunakivien erilaisia poikkileikkausprofiileja.



Kuva 13. Reunakivien tyypillisiä poikkileikkauksia. (SFS-1343 2013)

Reunakivet voidaan asentaa sitomattomana tai sidottuna, mutta yleensä kuitenkin upotettuna. Upotettujen reunakiven perustukset tehdään samoin kuin katurakenteen kantava kerros. Koska reunakivet asennetaan syvemmälle kuin päällystekivet, reunakivien tukikerros sijaitsee hieman alempana kuin päällystekivien rakennekerrokset. Upotettava reunakivi asennetaan kantavan kerroksen päälle kantavan kerroksen vaatimusten mukaisesti. Yleensä upotettavat reunakivet sidotaan maakosteaan betoniin. Reunatuen rakennekerrokset tehdään kuvan 14 mukaisesti ajoradan ja jalankulkuväylän välissä.



Kuva 14. Upotettavan reunatuen asennus ajoradan ja jalkakäytävän väliin. (InfraRYL 2012)

Reunakiven vaikutus kiveyksen toimintaan on merkittävä, ja siksi se usein rakennetaan sidottuna. Jäykkä reunatuki varmistaa kiveykselle vaakasuuntaisen tukipinnan, joka sitomattomalla rakenteella estää kadun levenemisen. Sidotun rakenteen toiminta ei ole yhtä riippuvainen reunatuesta, mutta sidottu reunatuki antaa paremman tukipinnan kuin yksistään sidottu kiveys. Reunatuki on myös kadun visuaalisen ohjauksen apuväline. Sillä on helppo erottaa jalankulku ja autoliikenne omille kaistoilleen lisäten merkittävästi turvallisuutta.

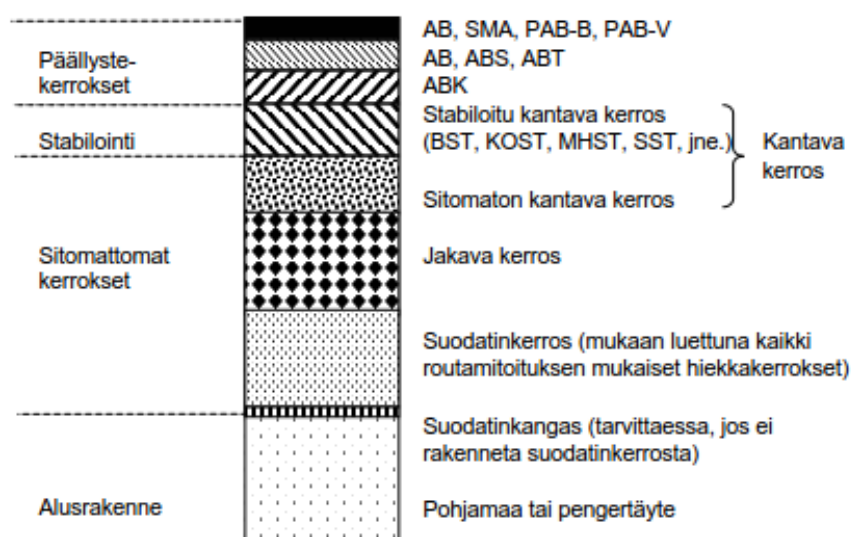
4.3 Kadun rakennekerrosmateriaalien yleiset vaatimukset

Rakentamiseen käytettävien luonnonkiviainesten on oltava CE-merkittyjä ja niiden on noudatettava SFS-standardien mukaisia testauksia. Käyttökohteen mukaan kiviaineksesta testataan seuraavia ominaisuuksia: petrografinen kuvaus (kaikki), vedenimu (kaikki), kiintotiheys (kaikki), isku- ja kulutuskestävyys (Los Angeles -testi ja kuulamylykoe, kantava- ja päällystekerros), rakeisuuskäyrä (kaikki), kiven muoto (litteys ja muotoarvo), murskattujen kivien osuus (murskattu sora), kapillaarinen nousukorkeus (salaojien ja kapillaarikatkojen materiaalit), kemialliset ominaisuudet (humus ja liukoisuus), jäädytys-sulatuskestävyys ja radioaktiivisuus (betonikiviainekset).

Markkinoille tuotavilla kiviaineksilla on oltava hyväksytty CE-merkintä EU-parlamentin 18.1.2011 päätöksellä. Siirtymäaika merkinnän ja kiven tuotteistamiselle oli 1.7.2013 saakka, joten nykyään säädöksessä määritettyjen kiviainesten tuonti markkinoille vaatii CE-merkinnän.

Rakennuskohteiden mukaisesti vaatimukset kiviaineksille vaihtelevat testien ja ominaisuuksien osalta. Suomen tärkeimmät ohjejulkaisut kivien ominaisuuksille käyttökohteiden mukaisesti ovat InfraRYL, MaaRYL, Betonin kiviainesohjeet BY43, Asfalttinormit ja SFS-standardit.

Kadun tavanomaiset ja mahdolliset rakennekerrokset on esitetty kuvassa 15. Jokaiselle materiaalille ja kerrokselle on asetettu vaatimuksia edellä mainittujen ominaisuuksien suhteen. Käytännössä kadun rakennekerrokset rakennetaan periaatteella ”paremmat kiviainekset lähellä kulutuskerrosta”.



Kuva 15. Tie- ja katurakenteen tavanomaisia rakennekerroksia. Kuvan kaikkia kerroksia ei yleensä käytetä yhdessä rakenteessa. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

4.4 Sitomattoman kiveyksen rakennemateriaalien vaatimukset

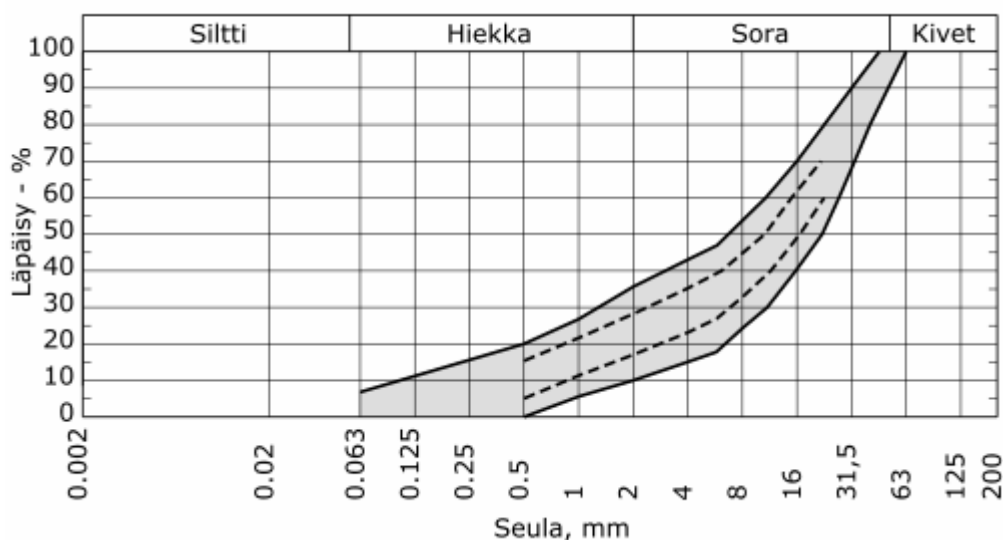
Sitomattoma kiveyksen rakennetta käytetään yleensä alueella, joka ei altistu suurelle liikennekuormalle. Rakennekerrokset määräytyvät kadun tai tien luokasta, liikennemäärästä ja liikennekuorman laadusta. Sitomattoman kiveyksen rakennemateriaaleihin kuuluvat sitomaton kantava kerros, asennussora/-hiekkä ja saumaushiekkä. Vaikka kantava kerros olisi sidottu, voidaan sitomattoma kantavan kerroksen materiaalia käyttää ohuena kerroksena sidotun kerroksen alla. Sitomattomien materiaalien vaatimukset ovat esitetty kansallisessa SFS-EN 13285 (Sitomattomat kiviainesseokset 2011) standardissa ja InfraRYL2012-julkaisussa. Kiviainesten geometrinen ominaisuuksien testaamiseen käytetään standardien SFS-EN 933 osien 1–5 mukaisia testausmenetelmiä. Kiviaineksen mekaanisten ja fysikaalisten ominaisuuksien testaamiseen käytetään standardin SFS-EN 1097 osien 1–6 mukaisia testausmenetelmiä.

4.4.1 Sitomaton kantava kerros

Kantavan kerroksen materiaalina voidaan käyttää rakeisuudeltaan 0/32, 0/40, 0/45, 0/52 tai 0/64 mm:n kalliomursketta tai murskattua soraa. (SFS EN 13285 2011)

Kantavan kerroksen materiaalin täytyy olla jäätymis-sulamiskestävää, ja kestävyys todetaan petrografisella määrityksellä, vedenimeytymiskokeella tai jäädytys-sulatustestillä. Litteysluvun on oltava alle 50 eli vähintään luokkaa FI₅₀. Murtopintaisten rakeiden osuuden on oltava vähintään 50 % ja täysin pyöristyneiden rakeiden osuuden korkeintaan 30 %. Los Angeles -luvun on oltava vähintään luokkaa LA₃₀, mutta hankekohtaisesti voidaan hyväksyä luokat LA₃₅ tai LA₄₀. (InfraRYL2012)

Rakeisuuskäyrän muodolla ja seulakohtaisilla läpäisyprosentteilla on kuvan 16 ja taulukoiden 7 ja 8 mukaiset raja-arvot. Hienoainespitoisuus eli 0,063 mm seulan läpäisyprosentti saa olla maksimissaan murskeilla 7 % ja vastaavasti soramurskeella 9 %. (InfraRYL 2012)



Kuva 16. Kantavan kerroksen murskeen rakeisuuden ohjealue. (InfraRYL 2012)

Katkoviivalla merkitty osuus rakeisuuskäyrässä on kantavan kerroksen materiaalin Go 0/45 mm tyyppirakeisuudesta. Muiden rakeisuuksien yksittäisten testien ja rakeisuuden keskiarvojen raja-arvot ja läpäisyprosenttien vaihteluvälit ovat taulukoissa 10 ja 11.

Taulukko 7. Kantavan kerroksen murskeiden tyyppirakeisuuden ja rakeisuustulosten keskiarvojen sallittu vaihteluväli. (InfraRYL 2012)

Seula, mm	Raekoko, mm ja rakeisuusluokka							
	0/32		0/40		0/45		0/56 ja 0/63	
	G _O	G _A	G _O	G _A	G _O	G _A	G _O	G _A
0,5	5...15	5...15	5...15	5...15	5...15	5...15	-	-
1	11...21	15...30	11...21	15...30	11...21	15...30	5...15	5...15
2	17...28	22...33	17...28	22...33	17...28	22...33	11...21	15...30
4	26...38	30...42	26...38	30...42	-	-	17...28	22...33
5,6	-	-	-	-	26...38	30...42	-	-
8	39...51	43...57			-	-	26...38	30...42
10	-	-	39...51	43...57	-	-	-	-
11,2	-	-	-	-	39...51	43...57	-	-
16	58...70	63...77	-	-	-	-	39...51	43...57
20	-	-	58...70	63...77	-	-	-	-
22,4	-	-	-	-	58...70	63...77	-	-
31,5	-	-	-	-	-	-	58...70	63...77

Rakeisuuskäyrän muoto ja ohjealueen leveys:

G_O = avoin rakeisuus, kapea ohjealue (Suomessa yleisemmin käytetty)

G_A = normaali, kapea ohjealue (muualla Euroopassa yleisemmin käytetty)

Rakeisuusluokka valitaan hankekohtaisesti.

Taulukko 8. Kantavan kerroksen murskeiden yksittäisten rakeisuustulosten sallittu vaihteluväli. (InfraRYL 2012)

Seula, mm	Raekoko, mm ja rakeisuusluokka							
	0/32		0/40		0/45		0/56 ja 0/63	
	G _O	G _A	G _O	G _A	G _O	G _A	G _O	G _A
0,5	0...20	0...20	0...20	0...20	0...20	0...20	-	-
1	6...26	10...35	6...26	10...35	6...26	10...35	0...20	0...20
2	10...35	15...40	10...35	15...40	10...35	15...40	6...26	10...35
4	18...46	22...50	18...46	22...50	-	-	10...35	15...40
5,6	-	-	-	-	18...46	22...50	-	-
8	31...60	35...65	-	-	-	-	18...46	22...50
10	-	-	31...60	35...65	-	-	-	-
11,2	-	-	-	-	31...60	35...65	-	-
16	50...78	55...85	-	-	-	-	31...60	35...65
20	-	-	50...78	55...85	-	-	-	-
22,4	-	-	-	-	50...78	55...85	-	-
31,5	-	-	-	-	-	-	50...78	55...85

Rakeisuuskäyrän muoto ja ohjealueen leveys:

G_O = avoin rakeisuus, kapea ohjealue (Suomessa yleisemmin käytetty)

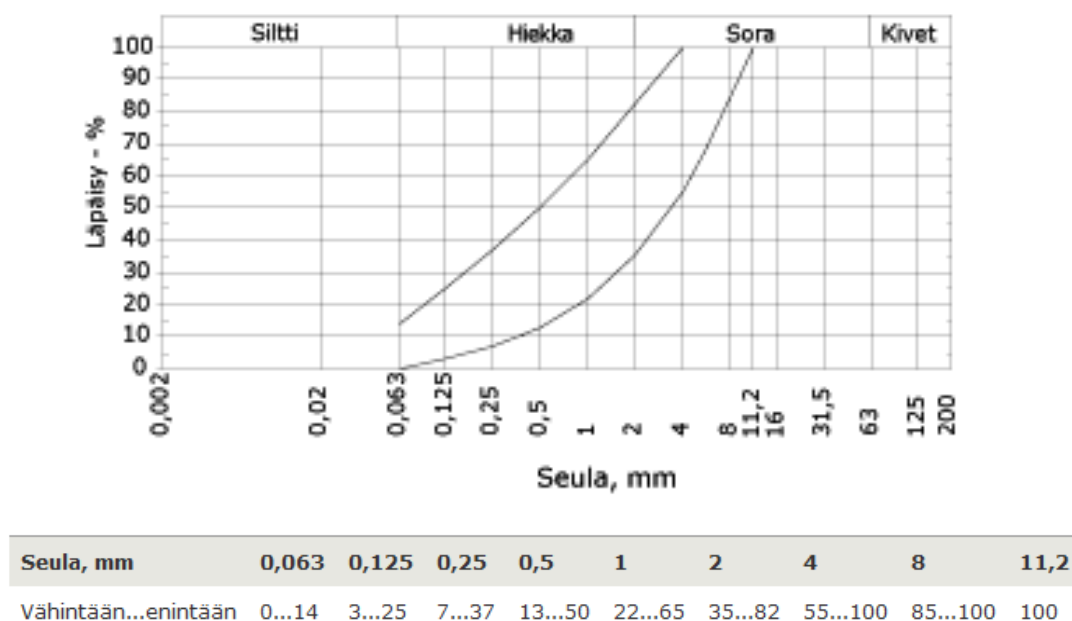
G_A = normaali, kapea ohjealue (muualla Euroopassa yleisemmin käytetty)

Rakeisuusluokka valitaan hankekohtaisesti.

Kantavan kerroksen päälle tulee kivien asentamiseksi asennushiekkakerros, jonka vaatimukset on esitetty seuraavassa alaluvussa.

4.4.2 Asennushiekka

Asennushiekkakerros levitetään kantavan kerroksen päälle, jonka päälle kivet asetellaan. Asennushiekkakerroksen rakeisuuskäyrän muodolle, maksimiraekoolle ja hienoainesmäärälle on annettu vaatimuksia InfraRYL:ssä. Asennushiekkamateriaali voi olla raekooltaan: 0/4, 0/5, 0/6 tai 0/8 mm. Asennushiekan rakeisuusohjealue on esitetty kuvassa 17.

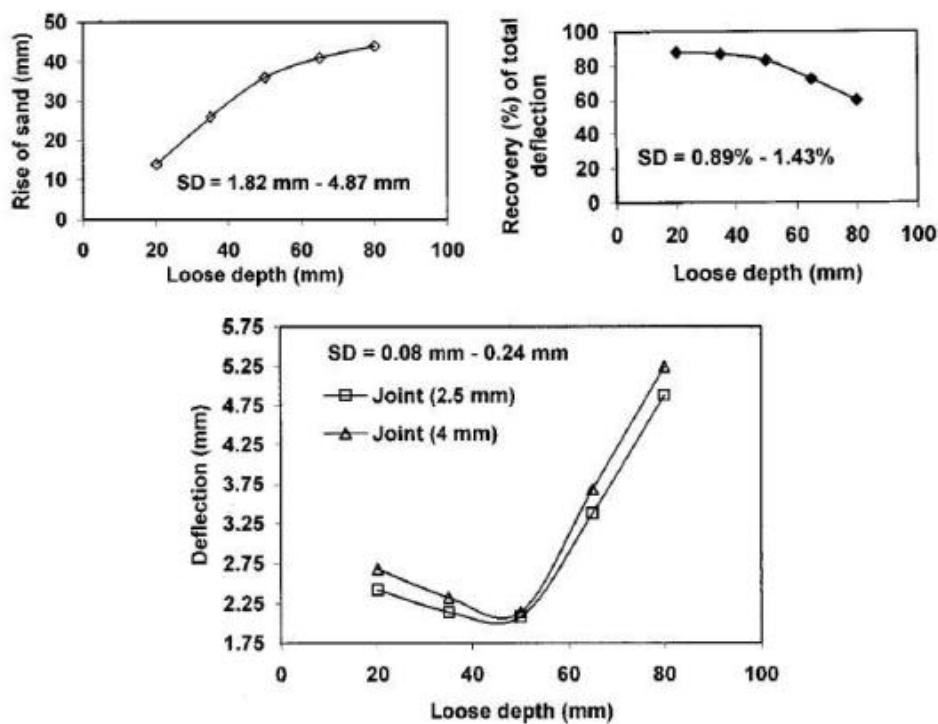


Kuva 17. Asennushiekan rakeisuuden ohjealue ja seulakohtaiset läpäisyprosentit. (InfraRYL 2012)

Asennushiekkakerroksen paksuus vaihtelee vain hieman eri ohjeissa. Betoni- ja luonnonkivituotteet päällysrakenteena (1997)-julkaisu ohjeistaa nupukivillä käytettäväksi 50 mm tiivistettyä asennushiekkakerrosta ja noppakivillä 40 mm paksuista tiivistettyä asennushiekkakerrosta. Luonnonkivirakenteiden suunnitteluohje (1994) ja InfraRYL 2012 ohjeistavat käyttämään 40–50 mm tiivistämätöntä ja 30 ± 10 mm tiivistettyä asennushiekkakerrosta. Jos asennushiekkakerrosta tiivistetään ennen kivien asennusta, levitetään tiivistetyn 20–30 mm paksuisen kerroksen päälle vielä 10–15 mm tiivistämätöntä materiaalia kivien helpomman asentamisen takia. Betonikivituotteilla suositetaan ohuempaa asennushiekkakerrosta, koska ne ovat mitoiltaan ohuempia ja mittatoleransseiltaan paljon tarkempia, ja siksi helpompia asentaa. Poikkeuksena ohjejulkaisuihin oli urakoitsijoiden omia käsikirjoja, joissa ohjeellinen asennushiekan paksuus nupukivillä oli 50–100 mm (Lemminkäinen 2010). Vanhoilla nupukivillä, joiden paksuudet voivat vaihdella useita senttimetrejä, joudutaan käyttämään tavanomaista (noin 50 mm) paksumpaa asennushiekkakerrosta (SKTY 1997).

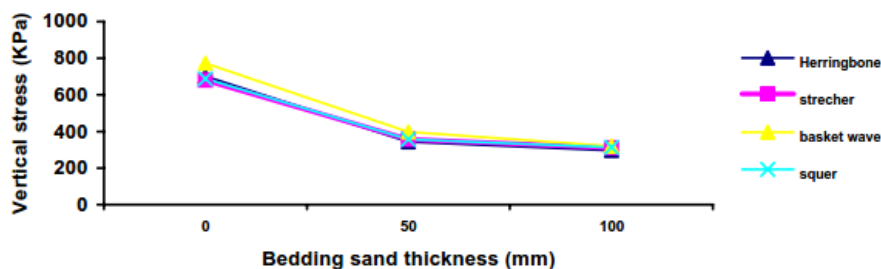
Betonikivillä on tutkittu asennushiekkakerroksen paksuuden ja materiaalin vaikutuksia päällysteen muodonmuutoksiin ja kestävyYTEEN. Asennusmateriaalin karheus ja suuri

raekoko parantavat materiaalin sisäistä kitkaa, joten ne parantavat kerroksen kantavuutta (Panda & Ghosh 2002a). Kuormituksen alla karkea materiaali on tosin alttiimpi jauhautumiselle. Beatyn (1996) tutkimusten mukaan asennushiekkamateriaalin tulisi olla niin hyvää, että se kelpaisi myös betonin valmistukseen. Beatyn tutkimuksessa vertailtiin asennushiekkamateriaalien hienontumista kuormituksen alaisena. Tutkimuksessa todettiin, että hienoksi jauhautunut ja märkä asennushiekka ”pumppautuu” kuormituksen alaisena ylös saumojen kautta. Beatyn mukaan asennushiekkamateriaalin kyky vastustaa jauhautumista ja materiaalin hienoainespitoisuus ovat tärkeämpiä ominaisuuksia kuin materiaalin raemuoto. Betonikivillä mitatuista päällysteen muodonmuutoksissa on huomattu, että paksumpi asennushiekkakerros lisää muodonmuutoksia, varsinkin kun kerroksen paksuus nousee yli 50 mm (Panda & Ghosh, 2002a).



Kuva 18. Saumaushiekan käyttäytyminen eri kerrospaksuuksilla kuormituksen alla. (Panda & Ghosh 2002a)

Hassanin ja Jamshidin (2006) mukaan paksummalla asennushiekkakerroksella on tosin parempi kyky vähentää päällysteen alapuolisiin kerroksiin kohdistuvaa pystysuoraa rasitusta. Kerrospaksuuden korottaminen yli 50 mm ei kuitenkaan merkittävästi enää vähennä pystysuoraa jännitystä, kuten huomataan kuvasta 19.



Kuva 19. Laskennallinen pystysuoran rasituksen suuruus eri asennushiekkakerroksen paksuuksilla ja ladontakuviolla. (Hassan ja Jamshidi 2006)

Suomessa ja yleisesti Euroopassa ohjeistetaan käyttämään ohutta noin 50 mm:n asennushiekkakerrosta. Päällysteen alku-urautuminen johtuu yleensä asennushiekkakerroksen tiivistymisestä. Ohuempi kerros on helpompi tiivistää ja sen takia vähentää alkuurautumista. Beatyn (1992) tutkimus suosittelee asennushiekkamateriaalin vesipitoisuudeksi asentaessa 6–8 %.

4.4.3 Saumaushiekka

Saumausmateriaalina käytetään 0/4 mm saumaushiekkaa tai -mursketta. (InfraRYL 2012) Nupu- ja noppakivillä suositeltu sauman paksuus vaihtelee kiven valmistustavan mukaan. Sahatuilla tuotteilla saumojen leveydeksi suositellaan 5 mm ja lohkotulla pinnalla 15 mm (Mörönen et al. 2001). Saumaushiekka levitetään lastalla valmiiksi ladottujen kivien saumojen väliin. Levityksen jälkeen kiveys tiivistetään koneellisesti, niin kauan kunnes kivet eivät enää liiku. Hiekan lisäystä ja tärytystä jatketaan kunnes saumaushiekan painuminen lakkaa. Täryttäminen aloitetaan katualueen reunoilta ja aluksi voidaan tiivistää kevyemmällä tärylätkällä tai täryjyrällä (Mesimäki 2002). InfraRYL suosittelee kiveyksen tiivistämiseen 60–150 kg tärylevyä ja laaja-alaisiin kohteisiin täryjyrrää.

4.5 Sidottu kantava kerros

Sidottua kantavaa rakennekerrosta käytetään yleensä sidotun kiveyksen kanssa, mutta voidaan käyttää myös sitomattoman asennusmateriaalin kanssa. Sidottu kantava kerros valitaan kadun rakenteeksi kun sitomattomalla rakenteella ei pystytä saavuttamaan riittävää kantavuutta ilman kohtuuttoman paksuja rakennekerroksia. Katurakenteen mitoitusta käsitellään tarkemmin alaluvussa 4.7.

Sidotun kantavan kerroksen materiaaleja ovat kantavan kerroksen asfaltti (ABK), bitumistabiloitu (BST), komposiittistabiloitu (KOST), sementtistabiloitu (SST) tai masuunihiekkastabiloitu (MHST) kantava kerros. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

Sidotut rakenteet ovat yleensä vettä huonosti läpäiseviä, joten sidotulla kantavalla kerroksella vesien johtaminen pitää huomioida suunnittelussa. Kuivatustekninen suunnitte-

lu on erityisen tärkeää sitomattomilla asennushiekka- ja saumausrakenteilla. Jos kantava kerros on huonosti vettä läpäisevä, asennetaan putket hulevesien johdattamiseksi rakenteen alimpiin kohtiin. Vaihtoehtoisesti käytetään sidottua materiaalia, joka läpäisee hyvin vettä, kuten avointa asfalttia, läpäisevää betonia tai masuunihiekkastabilointia. Kiveyksillä, joiden saumoista vesi ei pääse kulkeutumaan, kuten bitumilla, muovipohjaisilla aineilla tai sementillä sidotuilla saumoilla, vedenläpäisy kantavassa kerroksessa ei ole yhtä kriittinen. Sidotun kiveyksen rakenne ja toiminnallisuus on jo pahasti vaurioitunut, jos vettä läpäisemätön ja sidottu sauma johtaa reilusti vettä.

Suomessa kiveyksen alla kantavan kerroksen asfaltti on yleisin kantavan kerroksen sitomiseen käytetty menetelmä. Asfalttipinta helpottaa vaihteittain rakentamista, sillä väliaikaisesti liikenne voi kulkea kantavan asfaltin päällä ilman vaihtoehtoisia kiertoreittejä. Esimerkkirakenteita kantavan kerroksen asfaltin paksuuksista kiveysrakenteen alla eri katuluokille on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. *Kantavan kerroksen asfaltin (ABK) paksuuksia eri katuluokissa. (HKR 2008)*

KIVIPÄÄLLYSTEISET KADUT KATULUOKITTAIN					
Katuluokka 1	Katuluokka 2	Katuluokka 3	Katuluokka 4	Katuluokka 5	Katuluokka 6
	Kiveys	Kiveys	Kiveys	Kiveys	Kiveys
	ABK 32/240 Paksuus 0,1 m	ABK 32/200 Paksuus 0,08 m	ABK 32/120 Paksuus 0,05 m	ABK 32/120 Paksuus 0,05 m	ABK 22/100 Paksuus 0,04 m

4.6 Sidotut kiveysrakenteet

Sidotuilla kiveyksen rakenteilla yleensä sekä asennusalausta että saumausrakenteet ovat sidottuja, mutta sidottuja materiaaleja voidaan käyttää myös vain saumojen sitomiseen. Tällöin asennusalaustana toimii alaluvussa 4.4.2 esitetty sitomaton hiekka tai murske. Asennusmateriaaliin voidaan sekoittaa hieman sitovaa materiaalia, kuten bitumia tai sementtiä. Tällöin rakenne on osittain sidottu. Sementtiä lisätään asennusmateriaaliin tarvittaessa 5–10 paino- % juuri ennen levittämistä. Sementin lisäys asennusmateriaaliin kasvattaa asennusmateriaalin lujuutta ja parantaa materiaalin pysyvyyttä. Asennushiekka, joka sisältää vain vähän bitumia, ei ole Suomessa yleinen rakenneratkaisu noppa- ja nupukiveyksillä.

Saumojen sitomiseen voidaan käyttää sementtiä, muovipohjaisia aineita tai bitumia kun tavoitellaan parempaa kulutuskestävyyttä, vaikka rakenne muuten olisi sitomaton. Tämänlaista rakennetta käytetään alueilla, joissa ei ole suurta kuormaa, mutta suuri kulu- tusrasitus kuten toreilla ja kävelykaduilla. Liikennöidyillä alueilla ei suositella vain saumojen sitomista, sillä saumojen kuormat muodostuvat liian suuriksi, eikä rakenne ole kestävä. Seuraavissa kappaleissa esitellään tarkemmin kiveyksen sitomiseen käytettyjä rakennusmateriaaleja ja menetelmiä.

4.6.1 Maakostealla betonilla sidottu kiveys

Maakostea betoni on Suomessa yleinen kiveyksien sitomiseen käytetty menetelmä. Maakosteassa betonissa sementin vähimmäismäärä on 250 kg/m^3 ja kiviaineksen koko 0/8 mm. Maakostea betonia levitetään $100 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$ paksuudelta, johon noppa- ja nupukivet upotetaan noin 1/3 osa syvyyteen kivien paksuudesta. Maakostean betonin lujuusluokka on K10. (InfraRYL 2012) Maakostean betonin valmistuksessa sementin määrä voi vaihdella merkittävästi vähimmäismäärästä 250 kg/m^3 , joten kovettuneen massan lujuus vaihtelee hyvin paljon. Yleisesti maakostean betonin sementtimäärä on noin 400 kg/m^3 (Mesimäki 1994). Yleensä maakostealle betonille ei määritetä ollenkaan lujuutta, mutta mitoituksessa on käytetty K10 luokan betonin lujuutta.

Maakostealla betonilla tarkoitetaan yleisesti betonia, jossa on vähemmän vettä kuin normaalissa juoksevassa betonissa ja massan rakenne on irtonainen. Pienialaisissa kohteissa maakostea betoni sekoitetaan paikan päällä, sillä alhaisen lujuuden saavuttaminen ilman tarkkaa vesi-sementtisuhdetta tai lisäaineita onnistuu hyvin myös työmaaolosuhteissa. Suurialaisissa kohteissa betoniasemalla sekoitettu massa nopeuttaa ja helpottaa työtä. Betonin työstöaika valmistuksesta on noin 2 tuntia ilman lisäaineita, joten asema-sekoitteinen massa on saatava työmaalle riittävän nopeasti.

Maakostean betonin alhainen vesi-sementtisuhde ja sementin määrä vaatii työmaalla levityksen lisäksi hyvän tiivistyksen riittävän lujuuden saavuttamiseksi. Veden määrä betonissa pyritään pitämään mahdollisimman alhaisena betonin paremman lujuuden takia, mutta massan on oltava tarpeeksi juoksevaa kivien asentamiseksi. Betonin käytössä on huomioitava betonin vaatima kovettumisaika. Kiveystä ei saa kuormittaa ennen betonin riittävää lujittumista.

Betonin kovettumisaika on suuresti riippuvainen sementin laadusta, massan vesi-sementtisuhdesta, tiivistyksestä, jälkihoidosta ja lämpötilasta. Taulukossa 10 on Suomessa K10-betonin valmistukseen käytettyjen sementtilaatujen (yleissementti ja rapidsementti) arvioitua kovettumisaikaa suunnitellun kuormituksen sallimiseksi.

Taulukko 10. Lujuusluokaltaan K10 betonille asennetun kivipäällysteen kuormituksen arvio. (Mörönen et al. 2001)

Keskimääräinen kovettumislämpötila °C	Sideaine	
	CEM II A 42,5	CEM II A 42,5 R
	Kuormitusikä, vrk	
25	11	4
20	14	5
15	19	7
10	27	9
5	42	14

Jos lämpötila laskee alle 5 Celsiusasteen, on ryhdyttävä talvibetonointitoimenpiteisiin. Tällöin betonoitava alue on peitettävä sääsuojalla ja varmistuttava riittävästä lämpötilas-

ta ja sen kestosta. Tällöin suositellaan käytettäväksi rapidsementtiä nopeamman kovettumisen takia. Nopeamman käyttöönoton takia maakostean betonin käytössä suositellaan rapidsementin käyttöä myös lämpimissä olosuhteissa. Talvibetonoinnissa sovelletaan taulukon 11 arvoja jäätymislujuuden saavuttamiseksi. (Mörönen et al. 2001)

Taulukko 11. Lujuusluokaltaan K10-betonin jäätymislujuuden saavuttamiseen vaadittavan ajan arvio. (Mörönen et al. 2001)

Keskimääräinen kovettumislämpötila °C	Sideaine	
	CEM II A 42,5	CEM II A 42,5 R
	Jäätymislujuuden saavuttamiseksi, vrk	
15	9	4
10	12	5
5	18	8

Suosittelut asennussyvyys maakostean betoniin on nupu- ja noppakivillä 1/3 kiven paksuudesta. Jos käytetään sahattuja kiviä, suositellaan kiven ja betonin välissä betoniliimaa paremman tartunnan vuoksi. Yleensä maakostean betonin kanssa käytetään myös sidottua saumausmateriaalia. Sidottu saumausaine on yleensä myös sementtipohjainen, kuten sementtilaasti (Mörönen et al. 2001). Saumaus voidaan tehdä myös sitomattomana. Tällöin saumoihin levitetään vaatimusten mukainen asennushiekka noin 1–2 vrk asennusmassan kuivumisen jälkeen.

4.6.2 Bitumilla sidottu kiveys

Suomessa kivetyillä katurakenteilla bitumia käytetään pääasiassa kiveyksen saumojen sitomiseen, jos kantavan kerroksen asfalttia (ABK) tai bitumistabilointia (BST) ei huomioida, sillä ne esiintyvät myös tavanomaisilla päällysteillä. Asennuskerrokseen lisätty bitumi on yleinen tapa betonikivipäällysteiden kanssa. Tällöin betonikivet liimataan suoraan asennusmateriaaliin bitumi–neopreeni massalla. Betonikivien tasaiset pinnat ja pienet mittatoleranssit helpottavat tämän kaltaisen rakenteen tekemistä. Rakenne on hyvin kestävä, jos asennuskerroksen tiivistys ja kivien liimaus onnistuvat suunnitellusti. Luonnonkivillä tämän kaltaisen rakenne vaatisi vähintään sahattun pintakäsittelyn, pienet mittatoleranssit ja matalamman kiven profiilin (betonikivien tapaan). Luonnonkivillä tämän kaltaista rakennetta on käytetty ainakin kivilaattojen kanssa, mutta ei tiedettävästi nupu- ja noppakivillä. Suomessa nupu- ja noppakivillä bitumilla sidotun kantavan kerroksen päällä on sitomaton asennushiekkakerros.

Bitumilla sidottujen saumojen leveys on hieman leveämpi kuin sitomattomien kiveysten saumat. Bitumi asennetaan valuttamalla kiveyksen saumoihin, joten helpomman työn toteutuksen vuoksi saumat tehdään noin 5–10 mm tavanomaista leveämmiksi. Leveämmällä saumalla varmistetaan siistin näköinen lopputulos, sillä bitumi on erittäin tahraavaa ainetta ja sen puhdistaminen kiven pinnalta onnistuu käytännössä vain mekaanisesti. Kiveyksen tiivistämisen jälkeen bitumisaumaukselle jätetään noin 30–50 mm:n syvyiset saumat.

Saumaukseen käytettävä massa on 55 painoprosenttia B50/70 bitumia ja 45 painoprosenttia kalkkikivijauhetta. Massan sekoituslämpötila on 170–180 °C ja valutuslämpötila noin 150 °C. (Tielaitos 1998, s. 21)

Suomessa bitumilla saumattuja kiveyksiä on totuttu käyttämään raitiovaunujen läheisyydessä, jyrkillä katuosuuksilla ja torialueilla eli alueilla, joissa saumaushiekan pysyminen on epävarmaa.

4.6.3 Muovipohjaiset sideaineet

Perinteisten saumausmateriaalien rinnalle on tullut saumausaineita, jotka perustuvat muovipohjaiseen sideaineeseen. Sideaineena toimii epoksihartsit, polyuretaani tai polymeeri. Suomessa muovipohjaisten saumausaineiden käytöstä liikennöidyillä alueilla ei ole suuressa mittakaavassa tutkimustietoa. Syynä saattaa olla vanhojen rakennustekniikoiden vaaliminen, uusien saumausmateriaalin korkea hankintahinta tai rakenteen epävarma toiminta, sillä käyttökokemus muovipohjaisista sideaineista on niin vähäinen.

Suomessa muovipohjaisia sideaineita on käytetty enemmän pihakiveysten ja betonikivipäällysteiden kanssa. Toimintaperiaatteiltaan muovipohjaiset sideaineet toimivat bitumisten ja samettipohjaisten sideaineiden tapaan eli sidottuna materiaalina. Kemiallisilta ja fysikaalisilta ominaisuuksiltaan muovipohjaiset sideaineet eroavat toisistaan merkittävästi. Täten saumauksen lopputulos muistuttaa joko sementtimäisen kovaa materiaalia tai bitumimaista joustavaa materiaalia. Asennettaessa muovisidonnaiset materiaalit ovat nestemäisiä tai jauhemaisia ja ne kovettuvat kemiallisen prosessin kautta.

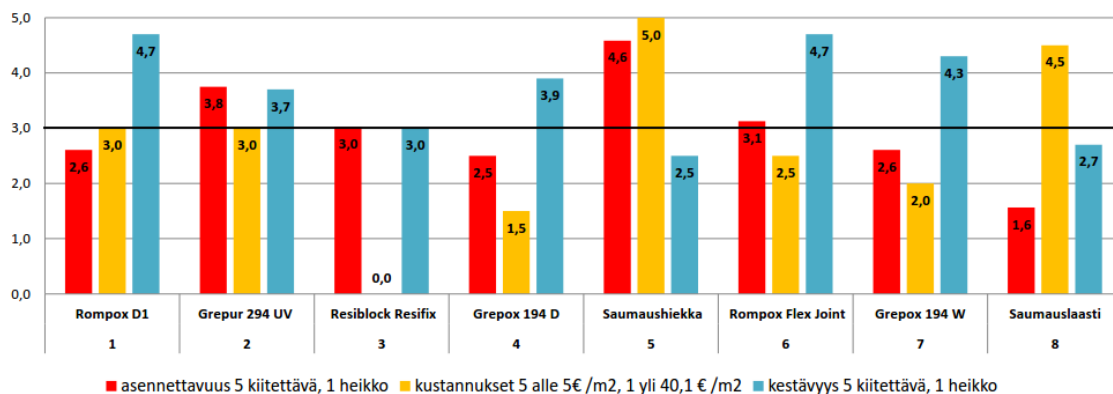
Asennustekniikka riippuu sideaineen olomuodosta ja eri tuotteilla on vaihtelevat suositukset työtavoista. Kaikilla materiaaleilla työturvallisuus on yksi asia johon täytyy kiinnittää erityishuomiota, sillä muovisidonnaiset sideaineet voivat olla hyvin allergisoivia tai muuten ihmiselle tai ympäristölle haitallisia. Aineiden vähäisistä käyttökokemuksista johtuen kaikkia ominaisuuksia ei vielä tiedosteta. Materiaalien kehitys on myös varsin nopeaa, joten muovisidonnaisten materiaalien työtapojen, pitkäaikaiskestävyydestä, soveltuvuudesta ja vaikutusten arvioinnista on vaikea saada yleistä käsitystä. Parhaaseen lopputulokseen pääsee seuraamalla materiaalin maahantuojan ohjeita.

Muovisidonnaisilla aineilla hyvinä ominaisuuksina voidaan pitää hyvää pysyvyyttä saumoissa, materiaalin tasalaatuisuutta, kemiallisten aineiden kestoaa, nopeaa asennettavuutta verrattuna sementtipohjaisiin saumausaineisiin, taivutuslujuutta, helppokulkuisuutta, helppohoitoisuutta ja kestoaa rikkaruohottumista vastaan. Kiveyksen ulkonäköön voidaan vaikuttaa myös sidosmateriaalin värillä, mihin muovipohjaiset materiaalit tarjoavat useita vaihtoehtoja.

Muovisidonnaisten sidosmateriaalien korkea hankintahinta on hidastanut uusien sidosaineiden yleistymistä. Koska muovisidonnaisten materiaalien pitkäaikaiskestävyydestä

ja elinkaarikustannuksista ei ole vielä tarpeeksi tietoa, on vaikea arvioida materiaalien hyvyttä verrattuna tavanomaisiin saumaus- ja sidosmateriaaleihin.

Muovisidonnaisia sidosmateriaaleja verrattiin tavanomaisiin hiekalla ja sementtilaastilla saumattuihin betonikiveyksiin Tiina Kortelaisen opinnäytetyössä vuonna 2014. Arvioitavana oli 6 muovipohjaista sidosmateriaalia verrattuna sementtilaastilla ja hiekalla saumattuun kiveykseen. Tutkimuksessa vertailtiin sidosmateriaaleja kolmessa kategoriassa: asennettavuus, kustannukset ja kestävyys. Koska kiveys oli piha-alueella ja seuranta rakentamisen jälkeen tehtiin noin vuoden verran, rasitukset kestävyysarvioimiseksi olivat hyvin vähäiset. Talvikunnossapito hoidettiin koneellisesti. Tutkittavaa saumausainetta oli 10 mm levyisessä saumassa 40 mm syvyydeltä. Kestävyttä arvioitiin saumausaineen kulumisen, irtoamisen sekä halkeamien perusteella. Tulokset saumausaineiden vertailusta on kuvassa 20. (Kortelainen 2014)



Kuva 20. Muovipohjaisten saumausaineiden vertailututkimus vuodelta 2014. (Kortelainen 2014)

Muovisidonnaisten saumausmateriaalien asennettavuuden keskiarvo oli 2,9. Asennettavuudessa saumaushiekka oli vertailussa odotetusti selvästi parempi (4,6). Muovipohjaisten sideaineiden kestävyyskeskiarvo oli 4,1 vertailun lopussa. Kaikkien saumausaineiden kestävyysarvo oli alkutilanteessa lähes 5. Näin lyhyellä seuranta-ajalla saumauslaastin ja saumaushiekan huonot kestävyysarvot verrattuna muovisidonnaisiin materiaaleihin ovat yllättävän suuret. Saumaushiekan arvioitu kestävyysarvo kokeen lopussa oli 2,5 ja sementtilaastin 2,7. Saumaushiekkaa lisättiin kerran seuranta-ajan sisällä.

Ruotsissa tehdyissä kiveysten saumausaineiden tutkimuksissa tiettyjä epoksi- ja polymeeripohjaisia saumausmateriaaleja pidettiin soveltuvina ajoneuvoliikennöidyille alueille. Tutkimuksesta on lisää tietoa verrokkimaiden vertailussa alaluvussa 5.1.1 ja liitteessä 1, jossa on esitetty tutkimuksen yhteenveto. (Glasare ja Westman 2008)

4.7 Kuormituskestävyysmitoitus

Suomessa nupu- tai noppakivillä päällystetyn kadun kuormituskestävyysmitoitus ei poikkea merkittävästi normaalin tien tai kadun mitoituksesta. Luonnonkiven valinta päällystemateriaaliksi vaikuttaa katurakenteen suunnittelussa kantavuusmitoitukseen ja suuremmissa määrin empiiriseen tiedon hyödyntämiseen kestävä kiveyksen suunnittelussa. Suomessa kuormituskestävyysmitoitukseen on käytössä kaksi menetelmää: Odemarkin- ja analyttinen (monikerroslaskenta) menetelmä.

Odemarkin malli on yhdistelmä empiirisestä ja teoreettisesta mitoitusmenetelmästä. Odemarkin menetelmä on teorialtaan pelkistetty, eikä vastaa mitoitukseltaan todennukaista kuormitustilannetta. Odemarkin menetelmä perustuu riittävän kantavuuden saavuttamiseen päällysteen pinnalta. Rakennekerrosten kantavuus lasketaan rakennemateriaalien kimmomoduulien avulla. Sitomattomien rakennusmateriaalien kimmomoduulit määritetään Suomessa rakeisuuskäyrän avulla, vaikka todellisuudessa materiaalien kimmomoduuli on suuresti riippuvainen vallitsevasta jännitystilasta. Sidotulla rakenteella sidosaineen ominaisuudet vaikuttavat materiaalin kimmomoduulin arvoon.

Analyttinen menetelmä on suuremmissa määrin teoreettinen, vaikka väsymissuorat eri rakennusmateriaaleille on mallinnettu empiirisin kokein. Analyttinen menetelmä mahdollistaa Odemarkin menetelmää todennukaisemman ja erilaisten kuormitusyhdistelmien vaikutusten arvioinnin rakenteen kestävyteen. Analyttinen menetelmä keskittyy nk. kriittisiin rasituksiin, joita ovat sidotun kerroksen alapinnan venymä, ylimmän sitomattoman kerroksen puristusmuodonmuutos ja alusrakenteen puristusmuodonmuutos.

4.7.1 Kadun kuormituskestävyysmitoitus

Katurakenteen suunnittelussa noudatetaan julkaisujen InfraRYL2012 ja Katu2002 ohjeita. Kadun kuormituskestävyysmitoitus eroaa tien mitoituksesta siten, että kadun mitoituksessa tunnetaan vain Odemarkin mitoitusmenetelmä (Katu2002). Kadut on jaettu kuuteen luokkaan kadun liikenneteknisten vaatimusten mukaisesti. Jokaiselle katuluokalle on määritetty tavoitekantavuus (E2) päällysteen päältä. Katuluokkien liikennetekniset kuvaukset ja tavoitekantavuudet ovat esitetty taulukossa 12 (Katu2002).

Taulukko 12. Kadun luokitus liikenneteknisen vaatimuksen mukaan. Muokattu lähteestä (Katu 2002).

Katuluokka	Kuvaus	Liikennemäärä (ajon./vrk)	Tavoitekantavuus
1	Erittäin raskaasti liikennöity moottori- tai pääkatu (ajokaistoja 2+2)	> 30 000	500 MN/m ²
2	Raskaasti liikennöity moottori- tai pääkatu (ajokaistoja 2+2)	10...30 000	420 MN/m ²
3	Pääkatu, kokooja- tai vilkasliikenteinen kerrostaloalueen asuntokatu (ajokaistoja 1+1)	2500...10 000	350 MN/m ²
4	Asuntokatu tai pientaloalueen kokoojakatu. Raskaiden ajoneuvojen pysäköintialueet	500...2500	250 MN/m ²
5	Pientaloalueen asuntokatu tai huoltoliikenteen väylät. Henkilöautojen pysäköintialueet	10...500	200 MN/m ²
6	Jalkakäytävät, pyörätiet, puistotiet. Ei ajoneuvoliikennettä		175 MN/m ²

Kadun mitoitus alkaa suunnitellun kadun katuluokasta, joka määrittää katurakenteen tavoitekantavuuden päällysteen päältä. Kantavuuden laskeminen alkaa pohjamaan kantavuusluokasta, mikä määritetään pohjatutkimuksilla. Pohjamaan kantavuusluokitus eroaa hieman tien alusrakenteen kantavuusluokituksesta. Kantavuusluokitus on esitetty taulukossa 13 (Katu2002).

Taulukko 13. Pohjamaan kantavuusluokitus kadun suunnittelussa. Muokattu lähteestä (Katu2002).

Maalaji	Tarkennus	Lyhennys	Luokka	Kantavuus
Kallio	Kallio louhe murske	Ka Lo M	A	A= 300 MN/m ²
Kivet		Ki	A	B= 200 MN/m ²
Sora		Sr	B	C= 100 MN/m ²
Soramoreeni	Routimaton Routiva	rton SrMr SrMr	C E (F)	D= 50 MN/m ²
Hiekka	Routimaton karkea Routimaton keskik. Routimaton hieno Routiva keskik. Routiva hieno	rton kaHk rton keHk rton hHk keHk hHk	C D D (E) E E (F)	E= 20 MN/m ²
Hiekkamoreeni	Routimaton Routiva	rton HkMr HkMr	D (E) E (F)	F= 10 MN/m ²
Silttimoreeni		Si SiMr	F (G, E)	G= 5 MN/m ²
Savi	Kuivakuori (h/ 1m) Sitkeä (Su/ 25 kN/ m ²) Pehmeä (Su/ < 25 kN/ m ²)	Kuovak. Sa Sa Sa	E F (E) G	
Lieju Turve		Li Tv	G	

Kantavuuden laskenta etenee pohjamaan kantavuudesta kerros kerrokselta aina päällysteen yläpintaan asti. Sitomattomille materiaaleille on rakeisuuskäyrän muodon mukaisesti määritetty mitoituskantavuus. Sidotuille materiaaleille on omat mitoitus E-moduulin arvot riippuen sidosaineesta. Kerrosten kantavuudet lasketaan Odemarkin kantavuuskaavasta:

$$E_p = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}}$$

jossa:

E_A on mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus (MPa)
 E_p on mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus (MPa)
 E mitoitettavan kerroksen materiaalin E -moduuli (MPa)
 h mitoitettavan kerroksen paksuus (m)

Kaavassa pienen a kirjaimen kohdalla käytetään arvoa 0,15 m. Yhtenä mitoituksen lisäehtona ovat sidottujen ja osittain sidottujen kerrosten moduulit. Laskennassa käytetään

sidotulla materiaalilla E-moduulia, joka on korkeintaan kuusinkertainen alla olevan kerroksen kantavuuteen nähden. Osittain sidotuilla materiaaleilla käytetään E-moduulia, joka on n -kertainen, jossa kertoimen n arvo riippuu sidosmateriaalista. Mitoitettava rakenne ei toimi tehokkaasti, jos päällekkäisten kerrosten jäykkyys on liian suuri.

Kantavuusmitoituksen lisäksi katurakenteelle tehdään myös routamitoitus. Routamitoitus tehdään yleensä laskemalla rakenteen sallittu routanousu. Routamitoitus yleensä kasvattaa kantavuusmitoituksessa laskettujen rakenteiden paksuuksia, joten mitoituksia kannattaa tehdä rinnakkain. Routamitoituksessa voidaan hyödyntää tierakenteen suunnittelussa käytettyjä kaavoja. Taulukossa 14 on esitetty kadun sallittu painuma ja routanousu.

Taulukko 14. Kadun sallittu painuma ja routanousu. Muokattu lähteestä (Katu2002)

Kohde	Aika				Kaltevuuden muutos (%)	
	s/ 5 v	F/ 5 v	s/ 20 v	F/ 20 v	Sivu	Pituus
1. Pää- ja paikallisväylät						
-asfaltti	100	75	200	120	0.4	1.1
-raitiotie	50	50	100	75	0.3	1.0
2. Hidas- ja pihakadut						
-asfaltti	100	100	200	150	0.5	1.3
-sora	125	120	250	175	0.8	1.6
-kiveys	50	75	100	120	0.5	1.3
3. Torit						
-asfaltti	75	100	150	150	0.4	1.1
-kiveys	50	75	100	100	0.5	1.0
s= painuma (mm)						
F= routanousu (mm)						

Kadun kuormituskestävyysmitoituksessa ei ole erikseen huomioitu luonnonkivestä tehdyn kiveyksen mitoitusta. Kiveyksen mitoituksessa luonnonkivilaatoille on olemassa taivutusvetolujuuteen perustuva mitoitus, mutta nupu- ja noppakiville ei ole olemassa kantavuuteen perustuvaa mitoitussarvoa. Vastaavasti betonikivien mitoituksessa käytetään mitoituskantavuuden arvoa riippuen betonikiven profiilista. Betonikiviä on muodoiltaan kahdenlaisia: lukkiutuvia eli reunaprofiloituja ”sidekiviä” tai suorakaiteen muotoisia kiviä, jotka muotonsa perusteella eivät ole lukkiutuvia. Sidekivillä käytetään mitoitussarvoa $5\,000\text{ MN/m}^2$ ja ei-lukkiutuvilla $2\,500\text{ MN/m}^2$ (Betoni.com, viitattu 19.8.2015). Betonikivien kantavuuden mitoitussarvot ovat verrattain korkeat, sillä Ode-markin mitoitusmenetelmässä normaalin asfalttibetonin mitoitussarvo on $2\,500\text{ MN/m}^2$.

Nupu- ja noppakivet vastaavat muodoltaan betonikivien ei-lukkiutuvia kiviä, mutta luonnonkiville ei ole vakiintunutta mitoituskantavuuden arvoa. Tarkat mitoitushjeet luonnonkiville on vain luonnonkivilaatoille taivutusvetolujuuden kautta. Kiveyksen

saumaustavan ja rakennusvirheiden vaikutus kantavuuteen on niin merkittävä, että kiveyksen tarkka mitoitusarvo ei ole läheskään yhtä tärkeä kuin onnistunut rakennesuunnittelu kiveyksen alla ja huolellinen työn toteutus.

4.7.2 Tien kuormituskestävyyssmitoitus

Tierakenteen kuormituskestävyyssmitoitus poikkeaa kadun mitoituksesta siten, että tien luokka määritetään laskennallisesti keskimääräisestä vuorokausi liikenteestä (KVL). KVL:n avulla lasketaan kuormituskertaluku (KKL), joka tarkoittaa standardiakselin (100 kN) ylityskertoja kadun suunnitellun elinkaaren aikana. KKL:n laskennassa huomioidaan tien KVL, leveys, luiskan kaltevuus, raskaan liikenteen osuus KVL:stä ja liikennemäärän kasvu. KKL:n laskentaan on useita kaavoja, joita käytetään riippuen liikennelaskentatietojen tarkkuudesta. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

Tien rakennusmateriaalien suunniteltu/ tavoiteltu käyttöikä määritetään hankekohtaisesti. Luonnonkivien käyttöikä saattaa olla jopa satoja vuosia, mutta tierakenteen muut osat eivät kestä näin kauaa. Suunnitelmissa tierakenne yleensä mitoitetaan vastaamaan 20 vuoden käyttöikää eli KKL_{20} vuotta.

Tierakenteen kuormituskestävyyssmitoitus alkaa kuormituskertaluvun määrittämisellä. Kun laskettu KKL on saatu, katsotaan mitoitusaulukosta vaadittava kantavuus kantavan kerroksen päältä. Taulukossa 15 on esimerkkinä KKL- luokka 6,0 eli 2,0–6,0 milj. standardiakselin ylityskertoja suunnitellun 20 vuoden aikana. Ylityskertojen määrä 2,0–6,0 vastaa 3 000–8 000 ajoneuvoa/ vuorokaudessa molemmat ajokaistat mukaan luettuna. KKL-luokka 6,0 vastaa kadun mitoituksessa katuluokkaa 3, jos verrataan liikennemääriä ajon/ vuorokaudessa. Katuluokassa 3 on määritetty tavoitekantavuus päällysteen päältä 350 MN/m^2 ja KKL-luokassa 6,0, riippuen päällysteen paksuudesta ja kantavan kerroksen laadusta, kantavuus päällysteen päältä on 215–465 MN/m^2 . Tierakenteen suunnittelu määrittää tarkemmin kantavuuden vaatimukset eri rakennekerroksissa, kun kadun kuormituskestävyyssmitoituksessa huomioidaan vain kantavuus päällysteen päältä. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

Taulukko 15. KKL- luokka 6,0 tavoitekantavuudet ja päällysteen paksuudet. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

KKL-luokka (Vaiheittainrakentamisaika)	6,0 AB	6,0 AB	6,0 AB
Tavoitekantavuus (0...8 v.) ¹⁾ ja päällysteen kokonaispaksuus	360 MPa 140 mm	340 ²⁾ MPa 130 mm	
Tavoitekantavuus (0...2 v.) ¹⁾ ja päällysteen kokonaispaksuus	285 MPa 100 mm	265 MPa 90 mm	465 MPa 110 mm
Tavoitekantavuus (0 v.) ja päällysteen kokonaispaksuus	215 MPa 60 mm	215 MPa 50 mm	395 MPa 80 mm
Tavoite kantavan päältä	160 MPa	160 MPa	285 MPa
Kantavan laatu	M, MHST	BST	SST

Tierakenteen kuormituskestävyyssmitoitus voidaan laskea joko Odemarkin- tai analyttisellä menetelmällä. Molemmissa menetelmissä kantavuuden laskenta alkaa pohjamaan luokituksella. Tierakenteen kuormituskestävyyssmitoituksessa pohjamaan kantavuus arvioidaan taulukosta 16, joka eroaa hieman kadun mitoituksessa käytetystä pohjamaan luokituksesta. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

Taulukko 16. Alusrakenneluokat. (Tierakenteen suunnittelu 2004)

Luokka	A	B	C	D	uE	uF	uG	uH	uI
Moduuli MPa	280	200	100	70	50	35	10	20	20
t-arvo, %	0	0	0	0	3	6	6	12	16
Maalaji tai kelpoisuus luokka ja märkyys	Louhe	Murs- ke	kuS1 mS1	kuS2 kuH1 mH1	mS2 kuS3 kuH2 mH2	mS3 kuH3-4 kuS4 jäySa staSi staSiMr staSa	pehSa Lj	mS4 mH3-4 kuSi kuSiMr kerrall. kuSa/Si	mSi, mSiMr, kerrall. mSa/Si

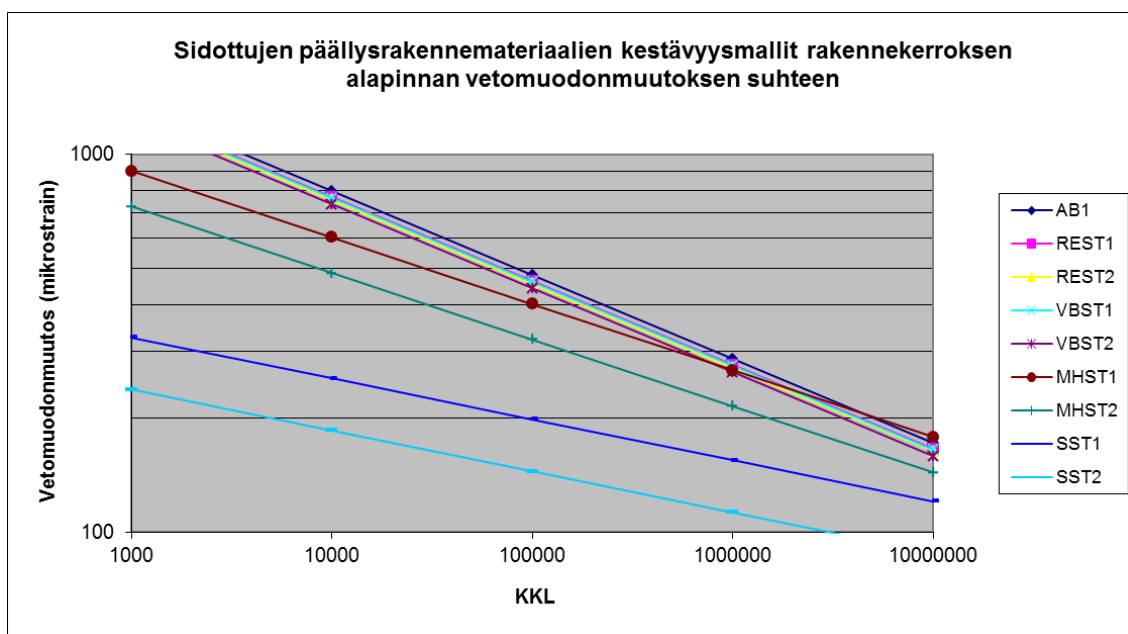
Taulukon merkinnät: **ku** = kuiva, **m** = märkä ja normaali, **sta** = stabiloitu
jäy = jäykkä ($s_{ii} > 40$ kPa), **peh** = pehmeä ($s_{ii} < 40$ kPa), **kerrall.** = kerrallinen

Pohjatutkimusten perusteella luokissa E, F, G, H ja I käytetään tarkennusta pohjaolosuhteista. Kirjain u tarkoittaa, että pohjaolosuhteita ei tiedetä tarkasti. Pohjatutkimusten perusteella edellä mainittuihin luokkiin lisätään kirjain t (tasalaatuinen) tai s (sekalaatuinen). Pohjaolosuhteiden tarkennus vaikuttaa routamitoitukseen.

Analyttisessä menetelmässä rakennusmateriaalien E-moduulien mitoitusarvot, kuten sidottujen kerrosten moduulit, eroavat Odemarkin mitoitusparametreista. Analyttisessä menetelmässä huomioidaan jännitystason vaikutus rakennemateriaalin mitoitus E-moduuliin. Analyttisessä menetelmässä valitaan kuormitustilanne, jolla rakennetta rasietaan. Vaihtoehtoina ovat pari- tai yksittäispyörä, joiden rengaspaineita voidaan myös varioida. Kuorman määrä eli akselin painoa vaihtamalla voidaan mitoittaa katu/

tie raskaille ajoneuvoille tai henkilöautoille. Raskaiden ajoneuvojen kuormitusrasitus on määräävä kadun/ tien kestävyys osalta, joten yleensä mitoitus toteutetaan raskaan ajoneuvon kuormitusparametreilla. Analyyttistä menetelmää suositellaan käytettäväksi raskaamman liikenteen alueella ja päällysteen vähimmäispaksuuden on mitoituksessa hyvä olla vähintään 120 mm. Analyyttinen mitoitusmenetelmä ”suosii” pehmeitä asfalttobetoneita, jos mitoituksessa käytetään liian ohutta päällystettä. Analyttisessä menetelmässä ei seurata Odemarkin menetelmän tavoin tavoitekantavuutta, vaan kriittisten rasitusten suuruutta. Analyttisen menetelmän laskennan tuloksista tarkistetaan kriittisten rasitusten suhde kuormituskertalukuun väsymissuorista, jotka on määritetty jokaiselle rakennemateriaalille erikseen. Väsymissuorista saatua rakenteen käyttöikää verrataan alussa laskettuun KKL:n määrittämään standardiakselien ylityskertojen määrään. (Tie-rakenteen suunnittelu 2004)

Kuvassa 21 on esitetty sidottujen päällystemateriaalien väsymissuorat alapinnan vetomuodonmuutoksien suhteen.

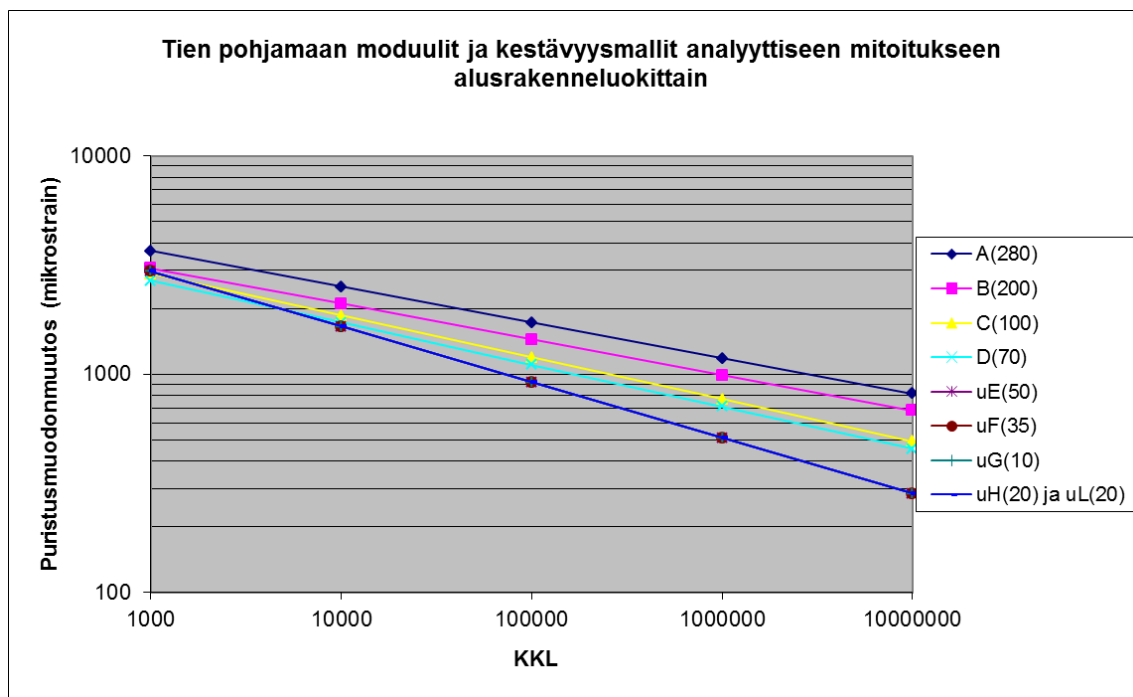


Kuva 21. Analyttisin menetelmän päällystemateriaalien alapinnan vetomuodonmuutoksen suhde kuormituskertalukuun. Muokattu lähteestä (Tiehallinto 2005)

Kuvasta 21 nähdään, että materiaalit AB1, REST1, REST2 ja VBST1 noudattavat lähes samaa väsymissuoraa. Päällystemateriaaliluokkaan AB1 kuuluu useita erilaisia bitumilla sidottuja kerroksia, joiden mitoitus E-moduulit ovat 2 000–7 365 MPa. Kuvassa 21 AB1:n väsymissuora on laskettu asfalttibetonille (BIT70/100), jonka mitoitus E-moduuli on 3 650 MPa. Kuvasta nähdään, miten eri sidosmateriaalit kestävä ja muodostavat vetomuodonmuutoksia kuormituksen alaisena. Esimerkiksi SST2 (sementtistabiloitu2, mitoitus E-moduuli= 5 100 MPa) kestää jäykkyytensä takia huomattavasti vähemmän vetomuodonmuutosta kuin SST1 (sementtistabiloitu1, mitoitus E-moduuli= 2 200 MPa). Vastaavasti jäykempään rakennekerrokseen muodostuu pienempiä veto-

muodonmuutoksia samalla kuormituskertamäärällä. Väsymissuoria voidaan käyttää joko sallitun vetomuodonmuutoksen tai sallitun kuormituskertaluvun avulla.

Kuvassa 22 on esitetty väsymissuorat pohjamaan luokkien puristusmuodonmuutoksen suhteen.



Kuva 22. Analyttisin menetelmän pohjamaan luokkien puristusmuodonmuutoksen suhte kuormituskertalukuun. Muokattu lähteestä (Tiehallinto 2005)

Kuvasta 22 huomataan, että kantavuuden suhteen paremmaksi luokiteltu pohjama kestää suuremman puristusmuodonmuutoksen samalla kuormituskertamäärällä. Pohjamaan luokat uE, uF, uG ja uH noudattavat samaa väsymissuoraa, vaikka pohjamaan kantavuus niissä vaihtelee (taulukko 16).

Kuten kadunkin mitoituksessa tierakenteen paksuutta joudutaan yleensä kasvattamaan routamitoituksen takia, joten kuormitusmitoitusta ja routamitoitusta kannattaa suunnitella rinnakkain.

4.8 Kokeilurakenteet

Kokeilurakenteita eli epätavallisia tai uusia kiveyksen rakenneratkaisuja yritettiin etsiä niin Suomesta kuin verrokkimaistakin, mutta uusia innovaatioita ja kokeita luonnonkiveysten osalta ei merkittävästi löytynyt. Suomessa yksi uusista kokeiluista on asennushiekan korvaaminen masuunihiekalla. Masuunihiekka sitoutuu kemiallisesti, jolloin sen mitoitusmoduuli on noin 3–6 kertaa suurempi kuin asennusmateriaaliksi sopivan raekojakauman omaava sitomaton hiekka tai sora. Masuunihiekkaa on käytetty tierakenteissa aikaisemmin esimerkiksi eristyskerroksena tai masuunihiekkastabilointina kantavassa kerroksessa. Kyselytutkimuksessa selvisi, että Tampereella on yhden suojatien

osalta (Hämeenkadulla) käytetty masuunihiekkaa ja Lahdessa torin kiveys on asennettu masuunihiekkaan. Liikennöidyllä alueella on siis vain hyvin lyhyt osuus (valmistunut Syyskuussa 2014) tällä tekniikalla toteutettuna, mikä vaikeuttaa kunnollista uuden rakenteen arviointia. Pitkäaikaiskestävyyttä ei myöskään voida vielä kunnolla arvioida. Masuunihiekkaan asennetut kivet ovat tiililadonnassa, mutta kohtisuorassa kadun muuhun tiililadontaan nähden, kuvan 23 mukaisesti.



Kuva 23. Suojatien tiililadonta suhteessa ajoradan muuhun kiveykseen. (A-insinöörit 2014)

Kuva on valvontamuistiosta, jossa mainitaan ajourien jo syntyneen uudelle kiveykselle (A-insinöörit 2014). Kiveyksen painuminen on uudessa rakenteessa yleensä asennusmateriaalin tiivistymistä. Sitoutuvassa materiaalissa, kuten masuunihiekassa, painuminen voi johtua myös liian aikaisesta liikenteen sallimisesta kiveykselle. Masuunihiekka tarvitsee betonin tavoin aikaa kovettumiseen ennen kuormituksen sallimista. Yleensä vaadittu kovettumisaika on pidempi kuin betonilla, mutta reaktiota voidaan nopeuttaa lisäämällä sementtiä masuunihiekan sekaan. Masuunihiekan hyvänä ominaisuutena pidetään sen kykyä sitoutua uudestaan, esimerkiksi murtuman syntyessä sitoutumisreaktio alkaa murtuman kohdalta uudestaan.

Kohteessa rakennekerrokset ovat seuraavanlaiset: nupukivi ~ 140 mm, masuunihiekka 100–200 mm (keskiarvona noin 160 mm), ABK32 ~ 70 mm ja kiveyksen saumaus tehtiin epoksihartsilla (Grepox 194 D). (Nikkanen 3.12.2015) Masuunihiekkakerros on varsin paksu, jos verrataan asennushiekkakerroksen tavanomaisiin paksuuksiin ja suosituksiin. Hämeenkadulla on kuitenkin kauttaaltaan paksumpi asennushiekkakerros (100–200 mm), joten uusi rakenne ei poikkea olemassa olevista rakennekerrospaksuuksista. Hämeenkadulla vanhojen nupukivien paksuudet vaihtelevat useita senttimetrejä, minkä johdosta on päädytty näin paksuun asennushiekkakerrokseen.

Syksyllä 2015 tarkastettu (noin yksi vuosi rakentamisesta) kivetyn suojatien kunto on edelleen hyvää tasoa. Urautuminen on suojatien kohdalla havaittavissa, mutta ei lähelle-

kään niin voimakkaana kuin valtaosalla muuta nupukivipäälytystä. Saumausmateriaali on pysynyt suhteellisen hyvin, vain muutamassa kohdassa havaittiin puutteita. Yksittäisiä suuria painumia ei ole havaittavissa suojatien kohdalla. Kokonaisuudessa masuunihiekalla sidottu kiveys on erinomaisessa kunnossa verrattuna muuhun Hämeenkadun nupukivipäälytykseen. (Jouni Marjaniemi 29.11.2015)

Osassa vanhemmista suojateistä Hämeenkadulla on myös tiililadonta, ns. väärässä suunnassa liikenteen suhteen, muodostaen suojatien mittaisen liikenteen suuntaisen yhtenäisen sauman, joka muutamassa muussa suojatiessä muodostaa selvästi ajouran kanssa terävän reunan. Masuunihiekkaan asennettu suojatiekiveys on kuitenkin pysynyt suhteellisen hyvin muuttumattomana alun urien syntymisen jälkeen. Tämä huomio viittaisi hyvään deformaatiokestävyyteen, kun masuunihiekka on kunnolla sitoutunut ja tiivistynyt. Ilmiötä voisi verrata sidekivien (betonikivien) lukkiutumiseen, missä betonikiveys lukkiutuu asemaansa kunnolla tiivistyessään liikennekuormituksen alaisena ja kestää hyvin deformaatioita alkutiivistymisen jälkeen.

4.9 Laskennallinen tarkastelu esimerkkirakenteen toimintavasta

Suomessa on hyvin laaja rakeisuusohjealue asennushiekalle ja asennusmateriaalin kantavuuden mitoitusarvot voivat vaihdella suuresti ohjealueen sisällä. Laskennallisessa tarkastelussa asennushiekan rakeisuusohjealueen perusteella arvioitiin hyvän kantavuuden omaavan (karkean) asennushiekkamateriaalin E-moduulin arvoksi 200 MPa kuivissa olosuhteissa. Vastaavasti hienorakeisen ja märän asennushiekan E-moduulin arvoksi arvioitiin 70 MPa. Laskennallisesti kuormitettiin erilaisia ”kiveysrakenteita”, joissa asennushiekkamateriaalin moduuliarvot vaihtelivat välillä 70–200 MPa ja asennushiekkakerroksen paksuudet välillä 50–200 mm. Mitoitus on tehty asfalttipäälysteiden mitoitusohjelmalla (Bisar), joten todellisen kiveysrakenteen mitoitusarvot ei ollut mahdollista. Mitoitus tehtiin nk. analyyttisellä menetelmällä, joka käsiteltiin tarkemmin alaluvussa 4.7.2. Kiveysrakennetta kuvattiin 100 mm paksuisella sidotulla kerroksella, jonka E-moduulin mitoitusarvona oli 2 500 MPa. Kirjallisuudessa betonikivipäälysteillä käytetään mitoitusarvoa 2 500 MPa (suorakaiteen muotoiset kivet) ja kiveysrakenteen kuvaillaan toimivan ohuesti sidotun asfalttikerroksen tavoin. Siksi laskelmissa päädyttiin tähän päälysteen mitoitusarvoon. Kokonaisuudessaan laskennallisessa tarkastelussa käytetyt rakennekerrokset olivat taulukon 17 mukaiset.

Taulukko 17. Mallinnuksessa käytettyjen rakennekerrosten paksuudet ja mitoitustymoduulit.

	Materiaali	E-moduuli	Paksuus
Päällyste (kiveys)	AB	2500 MPa	100 mm
Asennushiekka	Hiekka/sora	70-200 MPa	50-200 mm
Sidottu kantava	ABK	2500 MPa	100 mm
Sitomaton kantava	Murske 0/32	280 MPa	100 mm
Jakava kerros	murske0/90	200 MPa	700 mm
Pohjamaa	-	100 MPa	-
Rakennepaksuus			1050-1200 mm

Tuloksissa on tarkasteltu asennushiekkaan muodostuvien puristusmuodonmuutosten suuruutta ja arvioitu niiden avulla rakenteen kestävyyttä liikenneviraston suunnitteluohjeissa annettuihin materiaalien väsymissuoriin tukeutuen. Tulokset on esitetty taulukossa 18.

Taulukko 18. Asennushiekan puristusmuodonmuutos ja KKL-luokka eri kuormitustapauksissa, eri materiaalipaksuuksilla ja eri moduuliarvoilla.

Yksittäispyörä 50 kN, keskeltä					
Asennushiekan paksuus	200 MPa	150 Mpa	100 Mpa	70 Mpa	
200 mm	-1560	-1852	-2330	-2820	µm/m
100 mm	-1650	-1989	-2570	-3180	µm/m
50 mm	-1760	-2170	-2890	-3680	µm/m
Paripyörä 2x25 kN, toisen renkaan alta					
Asennushiekan paksuus	200 MPa	150 Mpa	100 Mpa	70 Mpa	
200 mm	-1080	-1270	-1590	-1930	µm/m
100 mm	-1120	-1340	-1700	-2100	µm/m
50 mm	-1220	-1480	-1920	-2410	µm/m
Yksittäispyörä 50 kN, keskeltä					
Asennushiekan paksuus	200 MPa	150 Mpa	100 Mpa	70 Mpa	
200 mm	0,063	0,0086	0,0031	0,00078	milj. akselia
100 mm	0,045	0,0055	0,00185	0,000415	milj. akselia
50 mm	0,03	0,00325	0,001015	0,000195	milj. akselia
Paripyörä 2x25 kN, toisen renkaan alta					
Asennushiekan paksuus	200 MPa	150 Mpa	100 Mpa	70 Mpa	
200 mm	0,6	0,086	0,023	0,0056	milj. akselia
100 mm	0,48	0,062	0,016	0,0036	milj. akselia
50 mm	0,28	0,034	0,0085	0,0026	milj. akselia

Yksittäispyöräisen kuorma-auton renkaan alla asennushiekka kestää laskennan mukaan parhaimmillaan noin 63 000 kuormituskertaa ja paripyöräisen kuorma-auton renkaan alla noin 600 000 kuormituskertaa. Kuormittava akseli on tällöin painoltaan 10 t (100 kN) ja rengaspaine 800 kPa. Kuormituskertaluvut ovat vain suuntaa antavia eivätkä välttämättä ole täysin oikeassa suhteessa rakenteen todelliseen kestävyYTEEN. Kuormi-

tuskestävyyksien erot kuormitustapausten välillä ovat kestävimmän rakenteen tapauksessa kuitenkin noin 10-kertaiset.

Mallinnuksen oikeellisuutta verrattuna todelliseen tilanteeseen on vaikea arvioida, mutta esimerkiksi on pyritty demonstroimaan asennushiekan moduulin vaikutusta asennusmateriaalin kuormituskestävyyteen. Mallinnuksessa asennushiekkakerroksen paksuudella oli ennako-oletuksiin nähden päinvastainen vaikutus. Paksummalla asennushiekkakerroksella materiaalin kuormituskestävyys kasvoi laskennallisesti kaikilla mitoitusmoduulin arvoilla. Tämä voi johtua päällysteen mallinnuksesta, joka ei sovellu kiveyksen todelliselle toiminnalle tai sitten asennushiekan puristusmuodonmuutokset todella ovat pienemmät paksummalla kerroksella. Vaikka mallinnus olisi suhteellisen todellinen, eivät laskelmat todista kuin sen, että paksummalla asennushiekkakerroksella materiaalilla on parempi kuormituskestävyys puristusmuodonmuutoksia vastaan. Todellisuudessa paksumpi asennushiekkakerros vaikeuttaa kerroksen tiivistämistä ja huonosti tiivistetty asennushiekka johtaa epätasaisiin painumiin ja mahdollistaa kivien kiertymisen. Kiveys vastaanottaa myös vaakasuuntaisia kuormia, joita tällä mallinnuksella ei voida huomioida.

Asennushiekkakerroksen paksuuden vaikutuksen osalta laskennallisen tarkastelun tulos jää siis epävarmaksi. Asennusmateriaalin mitoitusmoduulien vaikutus kuormituskestävyyteen voi sekin olla väärässä suhteessa rakenteiden todelliseen kestävyysasteeseen, mutta materiaalien kuormituskertalukujen suhteet eri mitoitusmoduulien kesken ovat kuitenkin vertailukelpoisia. Seuraavassa taulukossa on eri kuormitustapauksille laskettujen kuormituskestävyyksien suhteet eri mitoitusmoduuleilla.

Taulukko 19. Kuormituskertalukujen suhteet eri mitoitusmoduuleilla.

Yksittäispyörä 50 kN, keskeltä			
KKL-Suhde	200/150	200/100	200/70
200 mm	7,3	20,3	80,8
100 mm	8,2	24,3	108,4
50 mm	9,2	29,6	153,8
Keskiarvo	8,2	24,7	114,3
Paripyörä 2x25 kN, toisen renkaan alta			
KKL-Suhde	200/150	200/100	200/70
200 mm	7,0	26,1	107,1
100 mm	7,7	30,0	133,3
50 mm	8,2	32,9	107,7
Keskiarvo	7,7	29,7	116,1

Mallinnuksessa molempien kuormitustapausten kuormituskertalukujen suhteet ovat lähellä toisiaan eri mitoitusmoduulien arvoilla. Parhaimmalla mitoitusmoduulin arvolla (200 MPa) kuormituskestävyys on lähes kymmenkertainen verrattuna 150 MPa mitoitustarvoon molemmissa kuormitustapauksissa. Vastaavasti 200 MPa materiaalilla on yli satakertainen kuormituskestävyys verrattuna huonoimman mitoitusmoduulin 70 MPa

omaavaan materiaaliin. Tästä voidaan arvioida, että paremmalla ja hyvin kuivattavalla asennushiekkamateriaalilla on merkittävästi parempi kuormituskestävyys kuin heikolla ja huonosti kuivattavalla materiaalilla. Vaikka lukuarvojen suhteet eivät olisi täysin oikeassa suhteessa todelliseen tilanteeseen nähden, voidaan laskelmien perusteella olettaa, että ero on kuitenkin hyvin huomattava.

Samalla mallinnuksella kokeiltiin koerakenteen eli masuunihiekalla korvautun asennuskerroksen kuormituskestävyyttä samoilla rakennekerroksilla, mutta masuunihiekalle annettiin mitoitusmoduulin arvoksi liikenneviraston mitoitusohjeen suositama 600 MPa. Tulokset on esitetty taulukossa 20.

Taulukko 20. Masuunihiekan puristusmuodonmuutos ja KKL-luokka eri kerrospaksuuksilla ja eri kuormitustavoilla.

Yksittäispyörä 50 kN, keskeltä, MaHk		
Asennushiekan paksuus	600 MPa	
200 mm	-730	µm/m
160 mm	-731	µm/m
100 mm	-734	µm/m
50 mm	-726	µm/m
Paripyörä 2x25 kN, toisen renkaan alta, MaHk		
Asennushiekan paksuus	600 MPa	
200 mm	-544	µm/m
160 mm	-545	µm/m
100 mm	-550	µm/m
50 mm	-564	µm/m
Yksittäispyörä 50 kN, keskeltä, MaHk		
Asennushiekan paksuus	600 Mpa	
200 mm	236	milj. akselia
160 mm	235	milj. akselia
100 mm	230	milj. akselia
50 mm	245	milj. akselia
Paripyörä 2x25 kN, toisen renkaan alta, MaHk		
Asennushiekan paksuus	600 Mpa	
200 mm	1400	milj. akselia
160 mm	1400	milj. akselia
100 mm	1350	milj. akselia
50 mm	1150	milj. akselia

Tuloksista voidaan päätellä, että masuunihiekalla on merkittävästi parempi kuormituskestävyys puristusmuodonmuutosten suhteen, joskin sitoutuneella masuunihiekalla alapinnan vetomuodonmuutos todennäköisesti muodostuu kriittiseksi rasisutukseksi kuormituskestävyyden osalta, mutta vain siinä tapauksessa, että masuunihiekan alla on sitomattomaa materiaalia. Esimerkissä on masuunihiekan kanssa paksuimmillaan 400 mm sidottuja kerroksia, joten rakenne todennäköisesti on hyvin pitkäikäinen, ainakin sidotulla päällysteellä. Tässäkin esimerkissä kiveyksen mallinnuksen todenmukaisuus on yhtä vaikea arvioida kuin sitomattoman asennushiekan kanssa.

5. RAKENNERATKAISUT VERROKKIMAISSA

Tässä luvussa keskitytään verrokkimaiden nupu- ja noppakivipäälysteitä koskevia mitoitus- ja suunnitteluohjeisiin. Aluksi esitellään yleisesti verrokkimaiden kiveysten rakennus- ja mitoituskäytännöt, jonka jälkeen vertaillaan käytäntöjä Suomen ohjeisiin.

5.1 Ruotsi

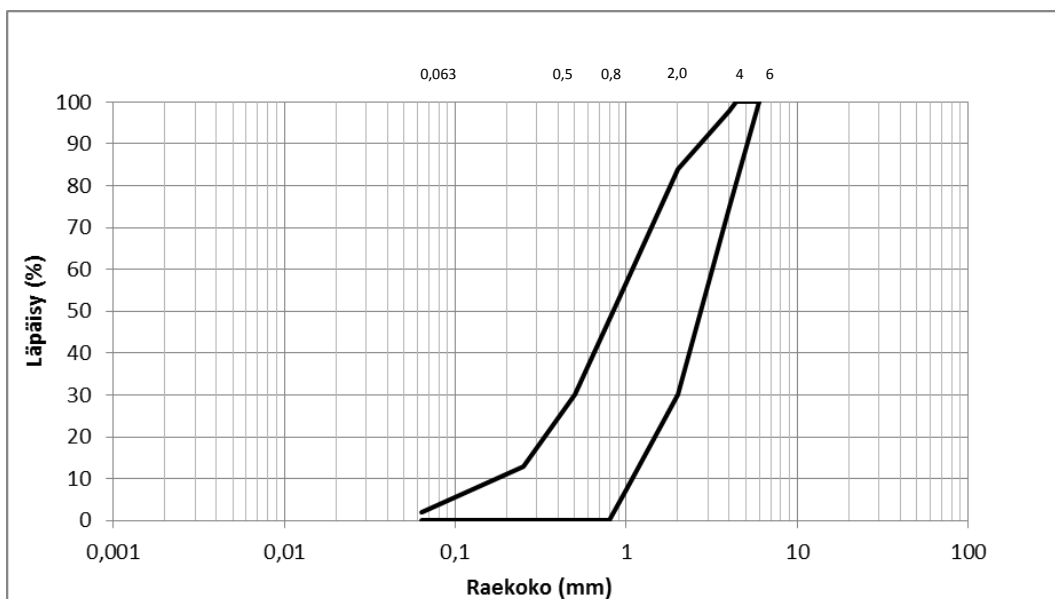
Ruotsissa on myös kansallisesti hyväksytty nupu- ja noppakiviä koskeva Euroopan unionin standardi kiven ominaisuuksista, joten kivet vastaavat ominaisuuksiltaan Suomessa käytettyjä kiviä. Ruotsissa on hyvin samankaltainen tilanne mitoituksen osalta kuin Suomessa, sillä tien tai kadun kuormitusmitoitus pohjautuu suunnitteluohjeeseen joka ei tarkkaan huomioi luonnonkivipäälysteitä. Suunnittelu pohjautuu muiden toimijoiden tuottamiin ohjeisiin. Ruotsissa tien suunnittelua ja rakennusmateriaalivaatimuksia ohjaavat julkaisut Anläggnings AMA ja ATB Väg. AMA-julkaisu vastaa Suomen InfraRYL-julkaisua (Tiehallinto 2008).

Natursten-Utemiljö (2007) on Ruotsin kiviteollisuuden (Sveriges Stenindustriförbund) tuottama ohje luonnonkivirakenteiden rakentamiseen ja suunnitteluun. Toinen nupu- ja noppakiville sovellettavissa oleva julkaisu on Svensk Markbetong: Belegning med plattor och marksten av betong (2002).

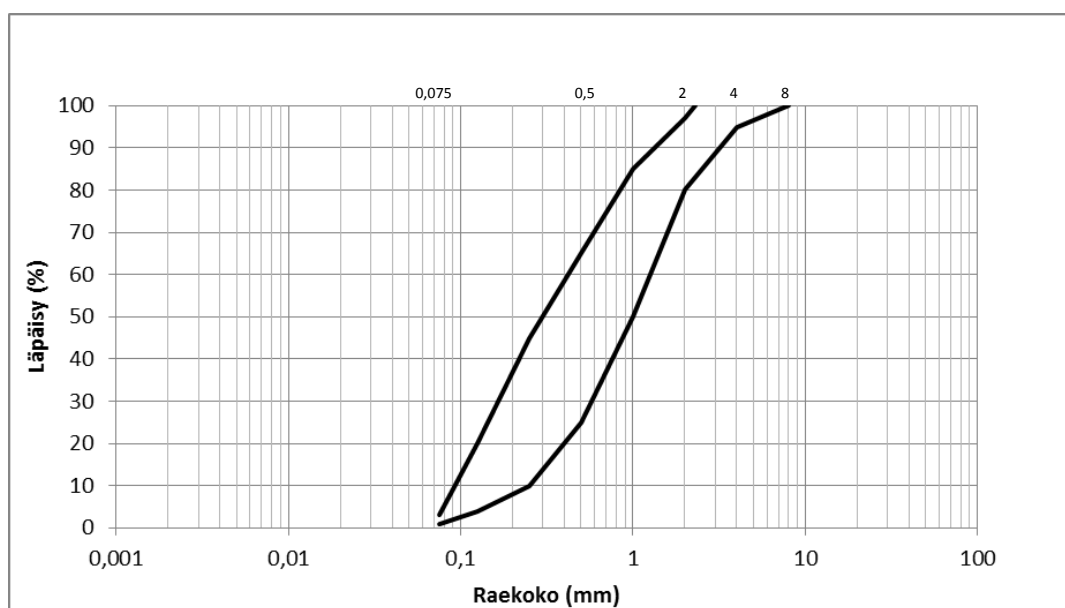
5.1.1 Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet

Ruotsalaisten ohjeiden mukaan hiekalle asennetun kiveyksen saumaväli noppakivillä on korkeintaan 10 mm ja nupukivillä 15 mm. Asennushiekkakerroksen paksuus luonnonkivillä on noin 50 mm ja betonikivipäälysteillä suositetaan ohuempaa noin 30 mm paksuista kerrosta. Utemiljö-julkaisussa sanotaan, että katukivillä ja laatoilla asennusmateriaalina käytetään luonnonsoraa tai murskattua materiaalia 0–8 mm tai katkaistua raekojakaumaa 2–8 mm. Merkittävin ero Suomen asennushiekkaan on hienoaineksen sallittu määrä asennushiekassa. Reunakivien asennukseen käytetään materiaalia 0–16 mm tai 0–18 mm, jotka mukailevat luonnonhiekan jatkuvaa rakeisuuskäyrää.

Asennushiekkakerroksen rakeisuuskäyristä on kaksi esimerkkiä eri julkaisuista, kuvissa 24 ja 25 (Natursten-Utemiljö 2007, Svensk Markbetong 2002). Toinen julkaisu on tarkoitettu betonikivituotteille ja se eroaa hieman luonnonkiviä koskevasta Utemiljö-julkaisun ohjeesta, vaikka molemmat viittaavat taulukoissa samaan julkaisuun: Anläggnings AMA 08.



Kuva 24. Asennushiekan rakeisuusohjealue asennusalustaksi laatoille ja katukiville. Muokattu lähteestä (Natursten-Utemiljö 2007)



Kuva 25. Asennushiekan rakeisuusohjealue julkaisusta Svensk Markbetong (2002).

Asennushiekkamateriaalin pitää olla sellaista, että se ei murene/hienonnu kiveyksen alla. Ruotsissa joillain katukiveyksillä on kokeiltu katkaistua raekokojakaumaa, josta hienoaines on kokonaan poistettu. Näin on parannettu asennushiekkakerroksen kitkaa ja saatu muodonmuutoksia pienemmiksi. Täten vedenläpäisy on myös parantunut, jolloin kerroksen kantavuus ei laske radikaalisti sateella tai kosteana. Bussipysäkeillä tai muilla raskaan kuormituksen alueilla suositellaan asennushiekkaa, jonka rakeisuus on 0–12 mm.

Ruotsissa saumausmateriaalivaihtoehtoja on useita, mutta sitomattoman saumaushiekan käyttäminen on yleisin saumaustapa. Muita saumausaineita ja menetelmiä on lueteltu alla (Natursten- Utemiljö 2007, Glasare ja Westman 2008):

- Saumaushiekka/ kivituhka (yleensä 0–4 mm)
- Saumaushiekka + puukuitu (ligniini)
- Saumaushiekka+ luonnonkuitu (tuotteita: Envirobond ja Stabilazer)
- Saumaushiekka+ hydraulinen kalkki (Sekoitussuhde: 75–80 %/ 20–25 %)
- Murskattu betoni 0–2 mm tai 0–4 mm
- Öljy-/polymeeri-/muovipohjaiset sideaineet
- Sementtipohjaiset saumausaineet
- Bitumisauma
- Kvartsihiekk+ vaha (DC Coating AS).

Saumausaineita on tutkittu soveltuvuuden ja ruohottumisen osalta useassa Ruotsin kaupungissa. Tutkimuksessa sopivia saumausmateriaaleja liikennöidyille alueille olivat normaali saumaushiekka, epoxi-/polymeeri- ja bitumipohjaiset saumausaineet ja kvartsihiekk+ vaha kevyesti liikennöidyille alueille. Tutkimuksen johtopäätökset ovat kokonaisuudessaan liitteessä 1 (Glasare ja Westman 2008). Ruotsissa saumausainevaihtoehdot ovat huomattavasti Suomen saumausmenetelmiä monipuolisemmat. Suurin ero tavanomaisista saumaus- ja asennusmateriaaleista on maakostean betonin käyttö rakenteissa. Ruotsalaisten maakosteassa betonissa sementin määrä on sementti/ maa-ainesuhteena 1:3–1:4. Maakostean betonikerroksen paksuus on noin 50 mm, mikä on huomattavasti ohuempi kuin Suomessa käytetty 100 ± 20 mm.

5.1.2 Kiveyksen rakennekerrokset eri tie-/katuluokissa

Kuormituskestävyysmitoitus tielle on hyvin samankaltainen kuin Suomen menetelmä. Tien luokka määritellään vuoden keskimääräisen vuorokausiliikenteen mukaan ($\dot{A}DT_k$). Samoin kuin Suomessa raskaan liikenteen määrä vaikuttaa mitoitukseen. Standardiakseli on sama 100 kN. Mitoituskaava halutulle kuormitusajalle on esitetty kaavassa 1. Muokattu lähteestä (ATB Väg 2005, s. 31)

$$N_{ekv} = \dot{A}DT_k \times A \times B \times 365 \times n \quad (1)$$

$$N_{ekv} = \dot{A}DT_k \times A \times B \times 365 \times (1 + 100/f)((1 + f/100)^n - 1) \quad (2)$$

$\dot{A}DT_k$ = keskimääräinen vuorokausiliikenne yhdelle kaistalle, A = raskaan liikenteen määrä (0,01= 1 %). B = standardiakselien määrä raskailla ajoneuvoilla. Käytetään 1,3, jos muuta tietoa ei ole saatavilla. 365 = päiviä vuodessa ja n = suunniteltu rakenteen käyttöikä (vuosia).

Kaava 2 on tie-/katuosuudelle, jossa liikennemäärän odotetaan kasvavan. Kaavan perusteella saadaan suunnitellun käyttöiän aikainen standardiakselien ylityskertojen määrä. Riippuen julkaisusta ja suunnitteluohjeesta tie-/katuluokat vaihtelevat hieman. Katurakenteen kerrospaksuuksiin vaikuttavat myös ilmastovyöhyke, routamitoitus ja pohjamaan materiaali. Seuraavassa taulukossa on betonikivipäällysteen ohjeellisia rakennekerrospaksuuksia eri tie-, katu- ja pohjamaaluokille.

Taulukko 21. *Betonikiveysten rakennepaksuuksia eri tie- ja katuluokissa. (S;T Eriks)*

Klimatzon 1-6, krossat material i förstärkningslagret	Tillåtet antal standardaxlar. Trafikklass.							
	0	0	0	0	0	0	0	0
	G*	GC	0*	1	2	3	4	
Marksten	50	60	80	80	80	80	80**	80**
Sättsand	30	30	30	30	30	30	30	30
Obundet bärlager	Hela ÖB	80	80	150	150	150	150	150
Total överbyggnadstjocklek på terrass av materialtyp:	1	80	170	190	260	290	380	440
	2	80	240	260	340	400	480	540
	3	160	240	260	430	480	540	590
	4	180	240	260	460	520	600	660
	5	220	340	360	590	650	770	870

* Svensk Markbetongs egen definition. ** Rekommenderad tjocklek på marksten är 100 mm.

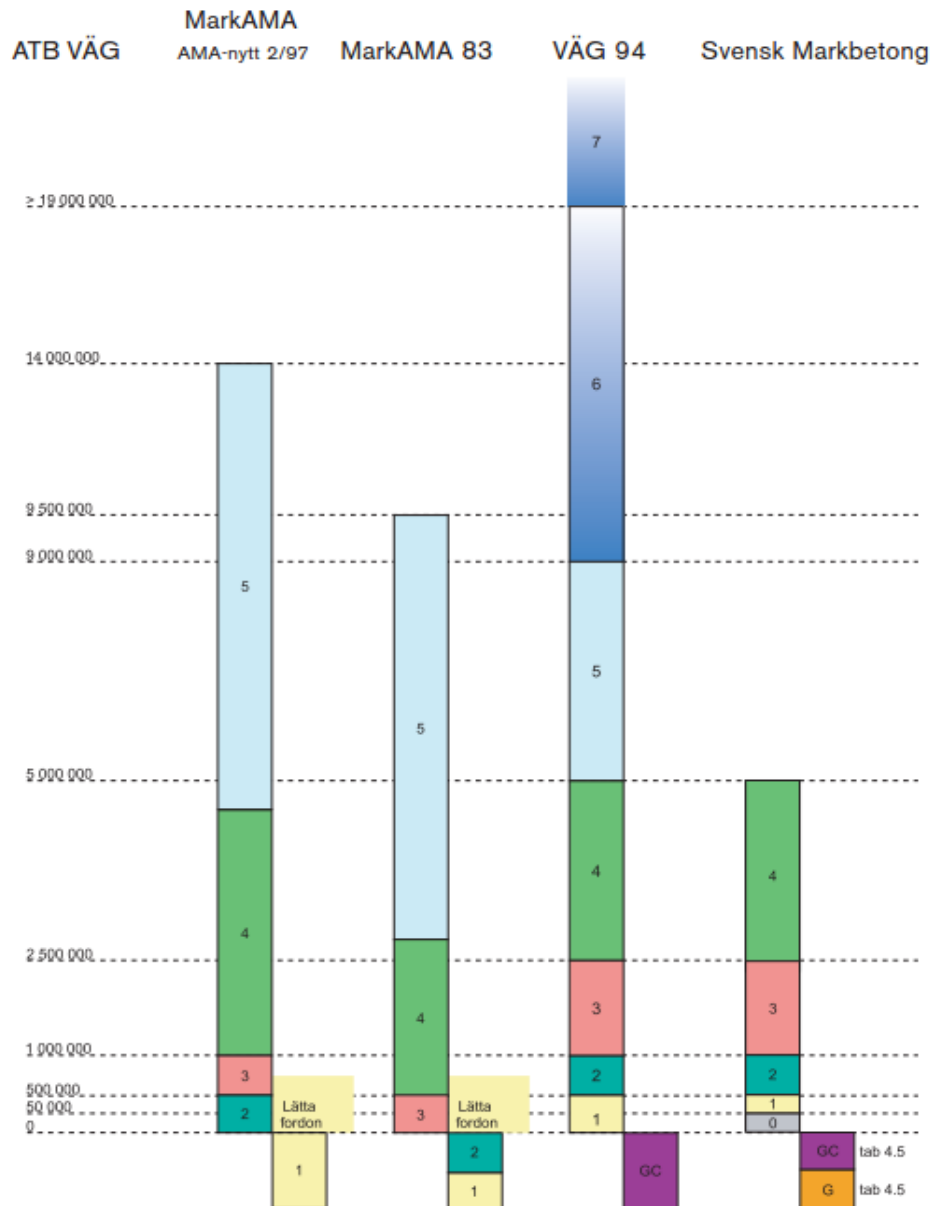
Marksten = betonikivi, Sättsand = asennushiekka, Obundet bärlager = sitomaton kantava kerros, Terrass = pohjamaa, Överbyggnadstjocklek = päällysrakenteen paksuus.

Vastaavia taulukoita nupu- ja noppakiville ei löytynyt vertailuksi, mutta Malmön kaupungin teknisestä käsikirjasta (Malmö stad: teknisk handbok) löytyy rakennekerrosvahvuksia nupu- ja noppakiville, jotka ovat tosin vain suuntaa antavia, eivätkä poista suunnittelijan vastuuta mitoituksista. Ohjeessa katuluokat ovat samat kuin betonikivipäällysteillä (VÄG 94 mukaiset). Esimerkkirakenne Malmön kaupungista katuluokassa 4, ilmastoluokka 1 ja pohjamaaluokka 4 (Luokat 1–6) on noppakivillä rakennettuna seuraavanlainen: Noppakivi 90 mm, Asennushiekka 30 mm, Kantava kerros (0/40 mm) 150 mm ja tukikerros 355 mm (0/90 mm). Nupukivillä esimerkkirakenteet ovat vain katuluokille 1–2, joten esimerkiksi otetaan katuluokan 2 rakenne. Nupukivi 140 mm, asennushiekka 50 mm, kantava kerros (0/40 mm) 100 mm ja tukikerros 240 mm (0/90 mm). (Malmö stad 2014)

Taulukossa 22 on esitetty katurakenteen vähimmäispaksuus routivilla pohjamailla eri ilmastoluokissa. Kuvassa 26 on esitetty tie-/katuluokat standardiakselien ylityskertojen määrän mukaan eri julkaisuista.

Taulukko 22. Vähimmäispaksuudet tierakenteelle eri ilmastoluokissa ja routimisherkeissä pohjamaaluokissa 3 ja 4. (Svensk Markbetong 2006)

Tjälfarlighetsklass	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
3	-	-	200	375	1 150
4	-	-	545	1 000	1 250



Kuva 26. Tie-/katuluokat eri julkaisuissa standardiakselien ylityskertojen määrän mukaan. (S;T Eriks)

Huomioitavaa on, että kuvassa 26 *Svensk Markbetong* (2002) ei ole huomionnut mitoituksessa yli 5,0 milj. standardiakselin ylityskerran mahdollisuutta. Vilkasliikenteisimmille tie-/katuluokille suositellaan ohjetta *Markstenbeläggningar för industrietor* (2006). Julkaisussa on ohjeita hyvinkin kantavien betonikivirakenteiden suunnitteluun,

kuten lentokenttien alustat, satama- ja lastausalueet, joiden mitoittamiseen käytettävät akselikuormat ovat jopa 90 tonnia. Kiveysrakenteesta on siten mahdollista tehdä kestävä, ainakin suuren staattisen kuormituksen alueille. Seuraavissa taulukoissa on julkaisussa *Markstenbeläggningar för industriytor* annettuja ohjeita. Taulukoissa on kantavaan kerrokseen suositellut lisäkerrospaksuudet 10 tonnin akselikuormalle, eri pohjamaaluokissa ja liikennesuorituksissa.

Taulukko 23. *Sitomattoman kantavan kerroksen lisäkerrospaksuudet normaalin sitomattoman kantavan kerroksen lisäksi betonikivirakenteella A. (Svensk Markbetong 2006)*

Materialtyp i terrass	Antal överfarter N_{ind} (10-tonsar)						
	10 000	30 000	100 000	300 000	1 000 000	3 000 000	10 000 000
1	0	0	0	0	0	70	180
2	0	0	0	0	70	180	290
3	0	0	0	0	110	210	320
4	0	0	0	70	190	300	420
5	0	0	0	120	250	370	500

Jos kantavan kerroksen paksuus jää alle 200 mm, lisätään normaaliin 150 mm kantavan kerroksen paksuuteen suositeltu lisäkerrospaksuus. Esimerkiksi lisäkerrospaksuus 70 mm, muuttaa kantavan kerroksen paksuutta $150 \text{ mm} + 70 \text{ mm} = 220 \text{ mm}$.

Taulukko 24. *100 mm kantavan kerroksen asfaltin alle lisättävä sitomattoman kantavan kerroksen materiaalin paksuus betonikivirakenteella B. (Svensk Markbetong 2006)*

Materialtyp i terrass	Antal överfarter N_{ind} (10-tonsar, 100 mm AG)						
	10 000	30 000	100 000	300 000	1 000 000	3 000 000	10 000 000
1	0	0	0	0	0	0	50
2	0	0	0	0	0	20	130
3	0	0	0	0	0	40	150
4	0	0	0	0	40	150	270
5	0	0	0	0	80	210	340

Jos lisäkerrospaksuus on alle 200 mm, lisätään normaaliin 150 mm kantavan kerroksen paksuuteen suositeltu lisäkerrospaksuus. Esimerkiksi lisäkerrospaksuus 80 mm, muuttaa kantavan kerroksen paksuutta $150 \text{ mm} + 80 \text{ mm} = 230 \text{ mm}$.

Taulukko 25. *Betonimurskeen kerrospaksuudet sitomattoaman kantavan kerroksen (150 mm) alla betonikivirakenteella C. (Svensk Markbetong 2006)*

Materialtyp i terrass	Antal överfarter N _{ind} (10-tonsaxlar)						
	10 000	30 000	100 000	300 000	1 000 000	3 000 000	10 000 000
1	0	0	0	0	0	50	140
2	0	0	0	0	50	130	210
3	0	0	0	0	80	160	240
4	0	0	0	70	150	230	310
5	0	0	0	100	190	270	360

Betonikivirakenteilla A (taulukko 23) ja C (taulukko 25) voidaan sitomattoman kantavan kerroksen ja päällystekiven paksuuksia pienentää, jos tukikerrokseen paksuutta kasvatetaan seuraavan taulukon mukaisesti.

Taulukko 26. *Kantavan kerroksen ja betonikiven paksuuden muutos vahvikera-kennetta kasvattamalla rakenteissa A ja C. (Svensk Markbetong 2006)*

Max axellast (ton)	90/30/10	10	10
Stentjocklek	100	100→80	100→80
Bärlager (krossad)	150→80	150	150→80
Förstärkningslager (krossad)	+70	+35	+105

5.2 Norja

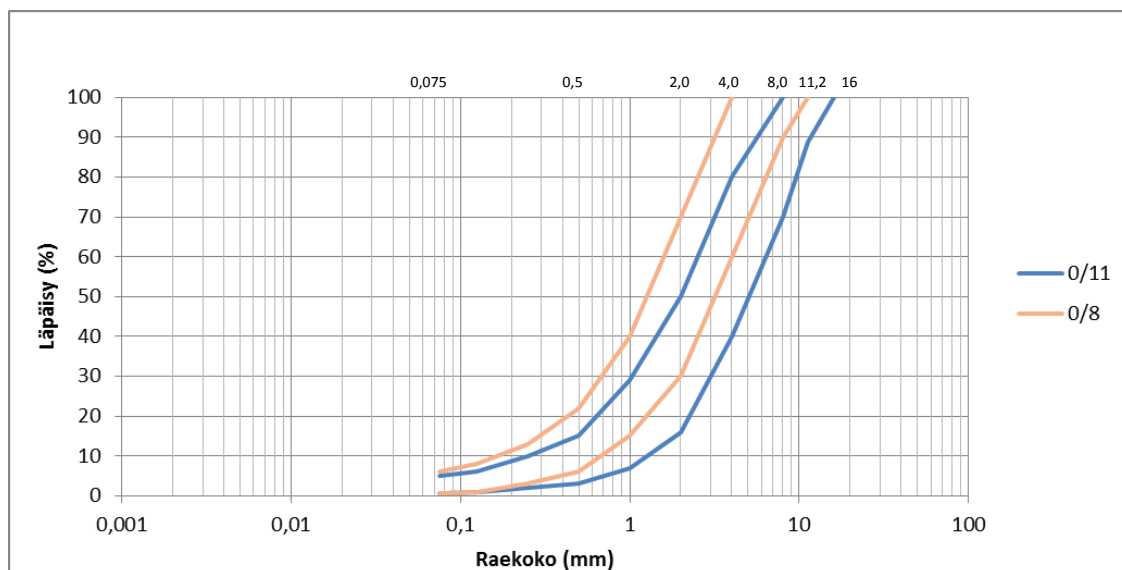
Norjan mitoitus- ja suunnitteluohjeet luonnonkiville mukailevat hyvin pitkälle Ruotsin ohjeita. Luonnonkivituotteita ohjaavat Norjassa kansallisesti hyväksytyt Euroopan unionin standardit samoin kuin Ruotsissa ja Suomessa. Norjassa on vastaavanlainen julkaisu luonnonkivirakenteiden suunnitteluun kuin Ruotsin Natursten-Utemiljö (2007), joka on tehty yhteistyössä Ruotsin kiviteollisuuden kanssa. Norjalaisten julkaisu on Steinhåndboka; Naturstein- Utemiljø (2013). Muutoin tie- ja katurakenteen suunnittelu ja mitoitus on määritelty kansallisissa ohjeissa Statens Vegvesen; vegbygging; håndbok N200. Norjan betoniteollisuus (Norsk betongindustriforering, NBIF) on julkaissut mitoitus- ja suunnitteluohjeen betonikivituotteille, jota voidaan soveltaa myös luonnonkivituotteille.

5.2.1 Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet

Norjassa käytetyt saumausmateriaalit eivät eroa ruotsalaisten käyttämistä materiaaleista. Saumausmateriaalit on lueteltu kappaleessa 5.1.1. Norjassa saumojen leveydeksi nupuja noppakivillä ohjeistetaan käyttämään tiukkaa sovitusta ("knas"), joka tarkoittaa mahdollisimman pientä väliä. Saumaleveys on riippuvainen kiven koosta ja pintakäsittelystä, mutta yleisesti alle 5 mm saumoja ei suositella. Saumaushiekalla rakennettaessa suositellaan maksimissaan 10 mm saumaleveyttä. Norjassa luonnonkivillä asennushiekka-kerroksen paksuudeksi suositellaan noin 50 mm ja betonikivillä ohuempaa 30 mm pak-

suista kerrosta. Nupukivillä asennushiekkamateriaalin rakeisuudeksi suositellaan 2–8 mm. Liikennöidyillä alueilla asennushiekkamateriaaliksi suositellaan murskattua kiviainesta luonnon soran sijaan. Jos käytetään luonnon hiekkaa/ soraa, asennusmateriaalin sekaan suositellaan sekoitettavaksi murskattua kiviainesta paremman kitkan ja asennettavuuden takia. (Naturstein-Utemiljø 2013)

Betonikivituotteilla suositeltu asennushiekan rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 27. Yleisesti suositellaan kiviainesta 0–8 mm, mutta raskaan kuormituksen alla 0–11 mm. Hienoaineksen määrä ($<0,075$) pyritään minimoimaan (NBIF 2000).



Kuva 27. Asennushiekan rakeisuusohjealueen raja-arvot betonikivituotteilla. (NBIF 2000)

Monessa luonnonkiviä koskevassa ohjeessa suositellaan sidottua rakennetta liikennöidyillä alueella, mutta tarkkaa liikenteen rasitusta ei ole useinkaan määritelty. Norjalaisessa ohjeessa vuoden keskimääräisen vuorokausiliikenteen (\AA DT_k) ollessa yli 5 000 ajoneuvoa, kivet asennetaan laastiin tai maakostean betoniiin. Ohje on otettu tanskalaisesta ohjeesta, jota on hyödynnetty myös ruotsalaisissa ohjeissa. Mosaiikkikivet asennetaan aina sidottuina samoin kuin noppakivet, jotka altistuvat ajoneuvoliikenteelle. (Naturstein-Utemiljø 2013)

Maakostean betonin paksuus eroaa Suomen määräyksistä. Norjan ohje mukailee Ruotsin ohjeita, joka on esitetty taulukossa 27. (Naturstein-Utemiljø 2013)

Taulukko 27. Norjalainen ohje asennuserroksen ja saumaleveyden mitoista eri kivituoiteilla. (Naturstein-Utemiljø 2013)

Tabell K3 NS 3420 Krav til settelag		
Type beleg	Settelag av løsmasser eller betong	Fugebredde
Storgatestein	50 – 70 mm	Knas
Smågatestein	50 – 70 mm	Knas
Mosaikkstein	30 – 50 mm	Knas
Heller	30 – 50 mm	Angitt

Storgatestein= nupukivi, Smågatestein= noppakivi, Mosaikkstein= mosaiikkikivi, Heller= kivilaatta

Norjalaisessa ohjeessa saumaushiekan rakeisuudeksi suositellaan 0–4 mm. Kiveyksen tasaisuusvaatimukset ovat lähellä Suomen vaatimuksia. Saumojen leveydet on eritelty jalankulku- ja ajoneuvoalueille erikseen, kuten taulukossa 28 on esitetty.

Taulukko 28. Tasaisuusvaatimukset ja saumaleveydet kiveyksille. (Naturstein-Utemiljø 2013)

Type beleg	Planhet (svanker og bulninger). Målelengde 3 m	Største sprang ved fuger	Fugebredde		
			Kjørearealer	Gangarealer	
Storgatestein	± 8 mm	± 5 mm	8 mm	5 mm	Knas
Smågatestein	± 5 mm	± 3 mm	5 mm	3 mm	Knas
Mosaikkstein	± 5 mm	± 3 mm	5 mm	3 mm	Knas
Før monteringen starter, skal underlagets jevnhet kontrolleres.					

5.2.2 Kuormituskestävyysmitoitus ja tie-/katuluokat

Norjan kuormituskestävyysmitoitus tielle on samantapainen kuin Suomen ja Ruotsin, eli se perustuu vuoden keskimääräiseen vuorokausiliikenteeseen ($\dot{A}DT_k$). Toinen yleinen mitoitustapa on CBR-arvoon perustuva mitoitusmenetelmä, mikä on yleinen mitoitusmenetelmä Yhdysvalloissa. Norjassa $\dot{A}DT$ -menetelmä on niin kutsuttu indeksimenetelmä, missä eri rakennekerroksille on kuormitusluokan mukainen indeksi. Kuormitusluokan indeksi pitää ylittää valitsemalla riittävän hyvät materiaalit ja riittävät kerrospaksuudet (materiaalin indeksiarvo * kerrospaksuus). Kuormitusmitoituksen lisäksi tulee myös routamitoitus. Routamitoitus on hyvin samankaltainen kuin Suomessa. Jokaiselle kunnalle on taulukoitu mitoitusarvo pakkasmäärän mukaisesti (F100, F20 ja F10). Mitoituksessa on lisäksi huomioitava pohjamaan kantavuus (7 luokkaa) ja pohjamaan/rakennemateriaalien herkkyys muodostaa jäälinssejä eli routimisherakkyys (4 luokkaa: T1...T4). (Staten vegvesen 2014)

Betonikiveyksillä ÅDT-menetelmää voidaan käyttää indeksien tapaan, missä betonikivenkivet vastaavat indeksiarvoltaan bitumilla sidottua kerrosta. Norjalaisten ohjeiden oletus betonikiven kantavuudesta vastaa Suomen ei-lukkiutuvien betonikivien moduuli-arvoa verrattuna normaaliin asfalttibetoniin. Norjassa betonikiville valitaan taulukoiduista arvoista tien/ kadun rakennekerrokset suoraan keskimääräisen ÅDT:n perusteella. Luonnonkiville ei löytynyt taulukoituja arvoja eri tie-/katuluokille. Taulukko betonikiveyksen rakennekerrospaksuuksista valta-/kantatielle on liitteessä 4 ja esimerkki indeksimenetelmästä on kuvassa 28.

	Tykkelse h	Lastford. koeffisient a	Indeks- verdi h x a		
Belegn.stein	8 cm	3,0	24		
Settelag	3 cm	1,0	3	27	Dekkeindeks
Bærelag knust fjell	15 cm	1,35	20	47	Bærelagsindeks
Forsterkningslag grus	50 cm	1,0	50	97	Styrkeindeks
Morene, T3					

Kuva 28. Indeksimenetelmän esimerkkirakenne betonikivellä. (NBIF 2000)

ÅDT- kuormitusmitoitus perustuu yleensä 10 tonnin (100 kN) standardiakselien ylityskertoihin mitoitusiän aikana. Mitoitusikä on yleisesti 20 vuotta eli sama kuin Suomessa. Tien/ kadun luokka määritetään diagrammin avulla, missä huomioidaan raskaan liikenteen osuus ÅDT:stä (ÅDT-T), mitoitusaika, liikenteen vuosittainen kasvu, kuormittavan akselin paino (10 tai 8 tonnia) ja ajokaistojen määrä. Standardiakselien ylityskertoja määrittävä diagrammi on esitetty liitteessä 2. Kuormituksen määrästä johtuvat liikenne- luokat on esitetty suuruusluokaltaan taulukossa 29. Liikenneluokkien laskennassa on käytetty kuormittavana akselina 10 tonnia, mitoitusikä 20 vuotta, kaksikaistaista tietä, 15 %:n raskaan liikenteen osuutta ÅDT:stä ja liikenteen vuosittaisena kasvuna 2 %.

Taulukko 29. Esimerkki liikenneluokasta ja päivittäisistä ajoneuvomääristä laskettuna tietyille kuormitustavalle. (Staten Vegvesen 2014)

Traf.gr.	N(mill.)	ADT (ca.)
A	< 0,5	< 750
B	0,5-1,0	750 - 1500
C	1,0-2,0	1500 - 3000
D	2,0-3,5	3000 - 5000
E	3,5-10	5000 - 15000
F	> 10	> 15000

Taulukko 30. Tavanomaisia mitoitusarvoja liitteen 2 diagrammiin. (Staten Vegvesen 2014)

Parameter	Hovedveg	Samleveg	Adkomstveg
Andel tunge kjøretøy (%)	15	10	5
Dimensjoneringsperiode (år)	20	20	20
Trafikkvekst (%)	2	2	2
Aksellast (tonn)	10	10	10

Hovedveg= Valtatie/kantatie, Samleveg= Seututie/pääkatu, Adkomstveg= Yhdystie/kokoojakatu

5.3 Skotlanti

Skotlannin ohjeet ja suositukset on referoitu Society of Chief Officers of Transportation in Scotland (SCOTS) julkaisusta *Natural stone surfacing; good practice guide II:sta*. Kiven ominaisuudet, muoto ja mittatoleranssit vastaavat EU-standardia, jotka on Skotlannissa kansallisesti hyväksytty (British Standard). Julkaisussa määritellään ohjeet kattavasti kahden erityyppisen rakenteen toteuttamiseksi, eli joustavan tai jäykän (sidotun) rakenteen. Ohjeessa on referoitu Britannian muita tien rakentamisen ja kiveyksen suunnittelustandardeja, kuten *Design manual for roads and bridges* (DMRB) ja BS 7533: *Pavements constructed with clay, natural stone or concrete pavers*.

5.3.1 Liukastumisvastuksen seuranta ja mittaus

Skotlannin ohjeissa liukastumisvastuksen seuranta oli esiin noussut seikka, jota ei ole muissa verrokkimaissa näin tarkasti noteerattu. Skotlannissa kiven pintakäsittelyä vaaditaan sahatuille kivipinnoille, sillä liian sileä pintakäsittely on liukastumisvastuksen ja rakenteen kestävyyskannalta epäedullinen. Sahattu pinta suositellaan karhentamaan esimerkiksi hiekka- tai kuulapuhalluksella. Liukastumisvastus määritetään EU-direktiivin mukaisella testillä (URSV- testi). Britanniassa on käytössä myös SRV- testi (Skid Resistance Value), jota suositellaan testattavaksi säännöllisesti valmiista kiveyk-

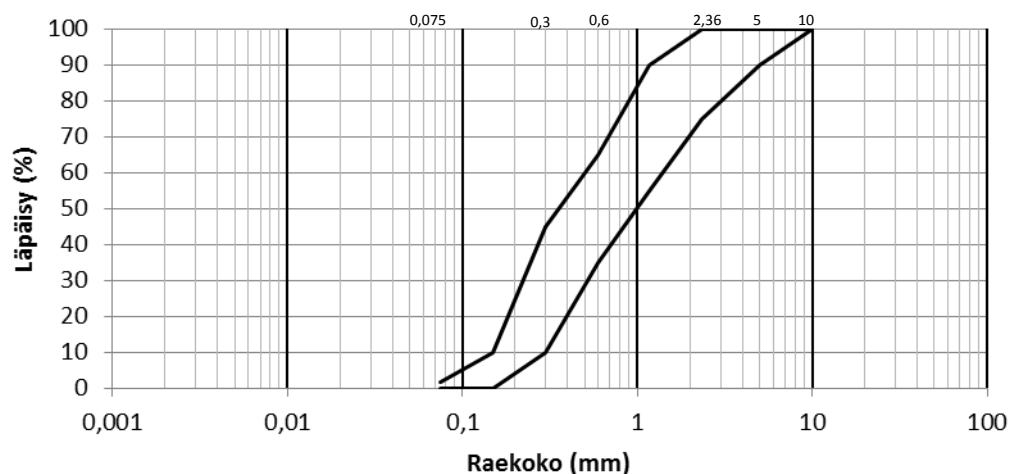
sestä (in-situ menetelmä). Taulukossa 31 on esitetty ohjeelliset liukastumisvastuksen tarkastusykliit liikenteen eri rasitusluokille.

Taulukko 31. *SRV-testin ohjeelliset mittaussvälit liikenteen eri rasitusluokissa. (SCOTS 2004)*

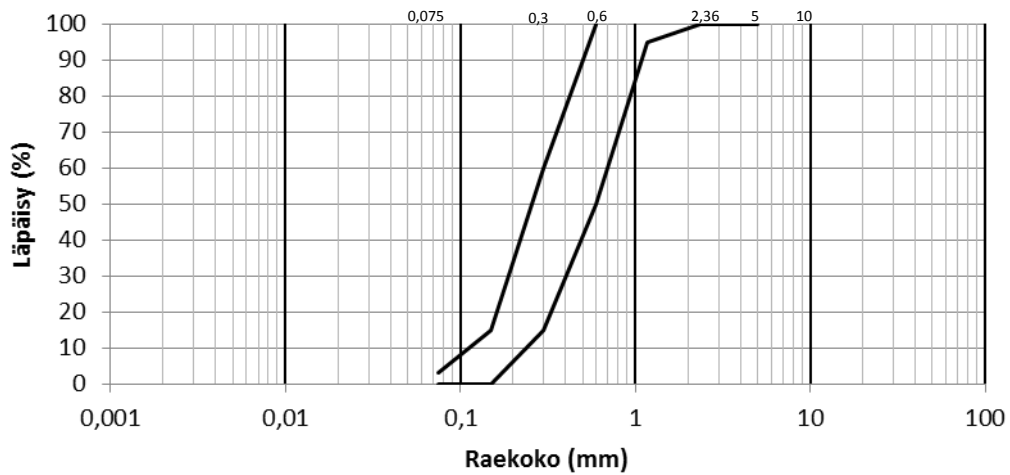
Traffic Category	In-service skid resistance measurement frequency
1	2 years
2	18 months
3	12 months
4	6 months

5.3.2 Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet

Skotlannissa on saumaus- ja asennushiekkamateriaaleille asetettu vaatimuksia kiven pintakäsittelyn mukaan. Sahatuilla kivillä käytetään hienorakeisempaa kiviainesta, sillä niiden mittatoleranssit ovat pienemmät. Sahatuille nupukiville on määritetty kuvien 29 ja 30 mukaiset asennus- ja saumaushiekan raekokojakaumat.

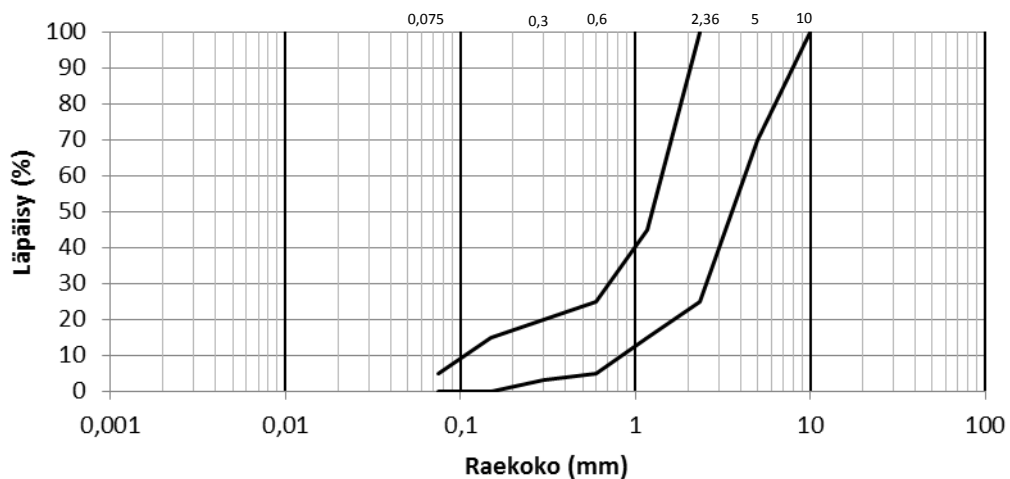


Kuva 29. *Sahatun nupukiven asennushiekkamateriaalin rakeisuusohjealue. Muokattu lähteestä (SCOTS 2004).*



Kuva 30. Sahatun nupukiven saumaushiekan rakeisuusohjealue. Muokattu lähteestä (SCOTS 2004)

Asennushiekan rakeisuus on hieman hienorakeisempaa kuin Suomen suositukset. Varsinkin verrattuna muiden pohjoismaiden suosituksiin, joissa suositeltiin liikennöidyille alueille vielä Suomen ohjeita karkeampaa materiaalia. Skotlannin ja muiden pohjoismaiden ohjeissa hienoainespitoisuudet ($<0,063$) ovat huomattavasti pienemmät kuin Suomen vastaavissa ohjeissa. Skotlannissa asennushiekan rakeisuus on hieman karkearakeisempaa lohkotuilla kuin sahatuilla nupukivillä. Lohkottujen nupukivien asennushiekan rakeisuusohjealue on esitetty kuvassa 31.



Kuva 31. Lohkotun nupukiven asennushiekkamateriaalin rakeisuusohjealue. Muokattu lähteestä (SCOTS 2004)

Skotlannin ohjeissa sauman leveys on ohjeistettu kiven koon mukaan. Nupu- ja noppakivet on luokiteltu neljään luokkaan taulukon 32 mukaisesti. Taulukossa on myös ohjeellinen sauman leveys kullekin kivikoolle.

Taulukko 32. Kivien kokoluokittelu ja ohjeellinen sauman leveys. (SCOTS 2004)

SIZE CATEGORY	CUBES SETTS	SETTS I			SETTS II			DESIGN JOINT WIDTH (mm)
	MINIMUM NOMINAL SIDE DIMENSION MM	Nominal side dimension (mm)			Nominal side dimension (mm)			
		DEPTH	WIDTH	LENGTH	DEPTH	WIDTH	LENGTH	
SIZE 1/	40/60	—	—	—	—	—	—	6-10
SIZE 2A SIZE 2B	70/90 90/100	100	100	200	— —	— —	— —	8-12
SIZE 3	150/170	150	100	200	180	150	200	10-15

Asennushiekkakerroksen paksuudeksi suositellaan noin 50 mm, kuitenkin vähintään 30 mm. Liikennöidyille alueilla suositellaan sidottua rakennetta ja isompaa kiven kokoa. Sidotun rakenteen eli maakostean betonin tai juoksevan betonin (asennuslaastin) käytölle on asetettu vaatimuksia betonin lujuuteen (15- 30 MPa), joka on riippuvainen liikennekuormasta ja kiven koosta. Pienillä kivillä ja suuren liikennesäätöalueiden alueilla käytetään parempaa (lujempaa) sideainetta. Sidottua rakennetta käytetään aina sidotun kantavan kerroksen kanssa, sillä sidottu asennuskerros on yksinään liian ohut. Kantava kerros on silloin betonilaatta, sementti- tai bitumistabiloitu kerros. Sidottu asennuskerros on joko *moist bedding*, joka vastaa Suomen maakostea betonina, tai *plastic bedding*, joka on juoksevan betonin/asennuslaastin kaltaista sidosmateriaalia. Maakostean betonin paksuus on tiivistettynä 40 mm ja asennuslaastin 25 mm. Sidottujen asennuskerrosten paksuudet ovat hyvin ohuita, mutta niitä käytetään vain sidotun kantavan kerroksen kanssa, joten niitä ei voida suoraan verrata Suomessa käytettyyn maakostean betonin paksuuteen (100 ± 20 mm).

5.3.3 Kuormituskestävyysmitoitus ja tie-/katuluokat

Skotlannissa ja yleisemmin Iso- Britanniassa tien kuormitusluokat on määritetty myös keskimääräisen vuosittaisen vuorokausiliikenteen mukaan. Vuorokausiliikenne on jaoteltu moneen eri luokkaan ajoneuvojen kuormittavuuksien mukaisesti. Luokat perustuvat yleisesti hyväksyttyyn periaatteeseen, että raskaammat ajoneuvot kuormittavat rakennetta enemmän. Päivittäisestä liikennekuormasta lasketaan painotettu vuosittainen kuormittavuus eri ajoneuvojen kuormituskertoimien avulla. Kuormittava standardiakseli on 80 kN yksittäispyöräisen akselin alla, joten vertailu Suomen ja muiden pohjoismaiden kuormitusmitoitukseen ei ole täysin suoraviivainen. Suomessa käytetty standardiakselikuorma 100 kN lasketaan paripyörän alla ja Britanniassa käytetty standardiakselikuorma 80 kN lasketaan yksittäispyöräisen akselin alta. Standardiakselit vastaavat rasittavuudeltaan kuitenkin suunnilleen samaa tasoa, jos kuormittavuus lasketaan neljänneksen potenssin säännöllä (Pihlajamäki 2001, s 16). Liikenneluokan laskenta tapahtuu seuraavanlaisella kaavalla (DMRB 2007):

$$T_i = 365 \times F_i \times Y \times G \times W \times P \times 10^{-6} \text{msa} \quad (3)$$

T = liikennekuorma milj.stand.ajon, F_i = ajoneuvojen määrä kussakin luokassa, Y = mitoitus aika, G = liikenteen kasvu kussakin ajoneuvoluokassa, W = ajoneuvon kuormittavuuskerroin ja P = raskimman kaistan prosentuaalinen osuus koko tien liikenteestä.

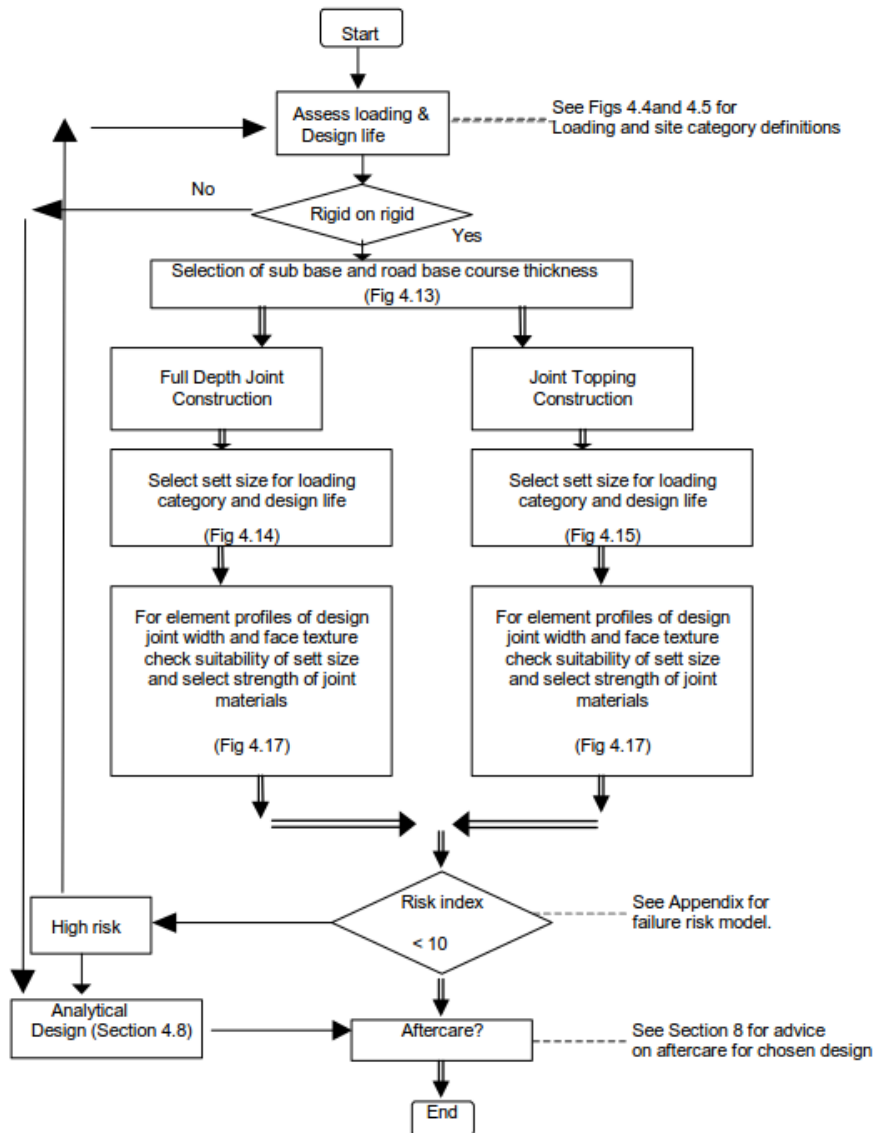
Liikenneluokat on jaettu kuuteen eri luokkaan. Luokat ovat seuraavanlaiset liikennekuorman mukaan jaettuina.

Taulukko 33. Skotlannin liikenneluokat standardiakselin ylityskertoina. (Li et al. 2012)

Tien/ kadun luokat 80 kN standardiakselin ylityskertoina (milj.)	Luokka
30-80	0
10-30	1
5-10	2i
2,5-5	2ii
0,5-2,5	3
< 0,5	4

Ohjeita erittäin raskaasti liikennöidyille kiveyksille löytyy artikkelissa *Design advice for rigid highway pavements constructed in natural stone* (Li et al. 2012). Kuormituskestävyyssuunnittelu perustuu tie- ja katurakenteissa pohjamaan kantavuuteen, joka on määritetty CBR-arvona. Artikkelissa kiveyksen sitomisessa sidosaineen tärkeimpänä ominaisuutena pidetään sidosaineen tartuntalujuutta kiven pintaan. Artikkelin ohjeistaa sidosaineen testaamista saksalaisen standardin DIN 18555 osan 6 mukaisesti, joka on niin kutsuttu *pull off* -testi. Testissä kiveyksen saumausaineesta ja asennusmateriaalista valetaan kiven pinnalle ympyrän muotoinen kiekko (halkaisija 20 mm). Valetun kiekon päälle liimataan 24 tuntia valamisen jälkeen metallinen levy, josta sidosaineen tartuntalujuus koostetaan vetämällä 7 ja 28 päivän kovettumisen jälkeen (Li et al. 2012). Artikkelissa ohjeistetaan käyttämään erittäin vilkasliikenteisillä katuosuuksilla muita Skotlannin ohjeita lujempia sideaineita ja tavanomaista paksumpia kerrosrakenteita.

Kiveysrakenteen kestävyys arvioinnissa *Natural stone surfacing; good practice guide II*:ssa on esitetty *Design life method* sidotuille ja sitomattomille nupu- ja noppakiveyksille. Metodeihin liittyy erityisesti *failure risk model*, jossa lasketaan nk. vaurioitumisriski kiveykselle. *Failure risk model*issa huomioidaan kattavasti kestävyysliittymiä asioita, kuten sauman leveys, kiven koko ja alueen kuormitus. *Failure risk model* on esitetty kokonaisuudessaan liitteessä 4. Kuvassa 32 on esitetty *Design life method*in suunnittelukaavio sidotuille nupu- ja noppakiveyksille.



Kuva 32. Design life method sidotuille nupu- ja noppakivi kiveyksille. (SCOTS 2004)

Metodissa mainittu analyttinen menetelmä tarkoittaa käytännössä rakenteen mallintamista, esimerkiksi elementtimenettelmällä. Huomioitavaa on, että sidottu kiveys sitomatomalla kantavalla kerroksella johtaa aina analyttiseen menetelmään. Suunnittelukaa-viosta huomataan, että sidotun kiveyksen saumauksessa on kaksi erilaista tekniikkaa. *Full depth joint* tarkoittaa saumausta samanaikaisesti kivien asennuksen yhteydessä. *Joint topping* tarkoittaa saumausta muutaman päivän kuluttua asennusalan sitoutumisen jälkeen.

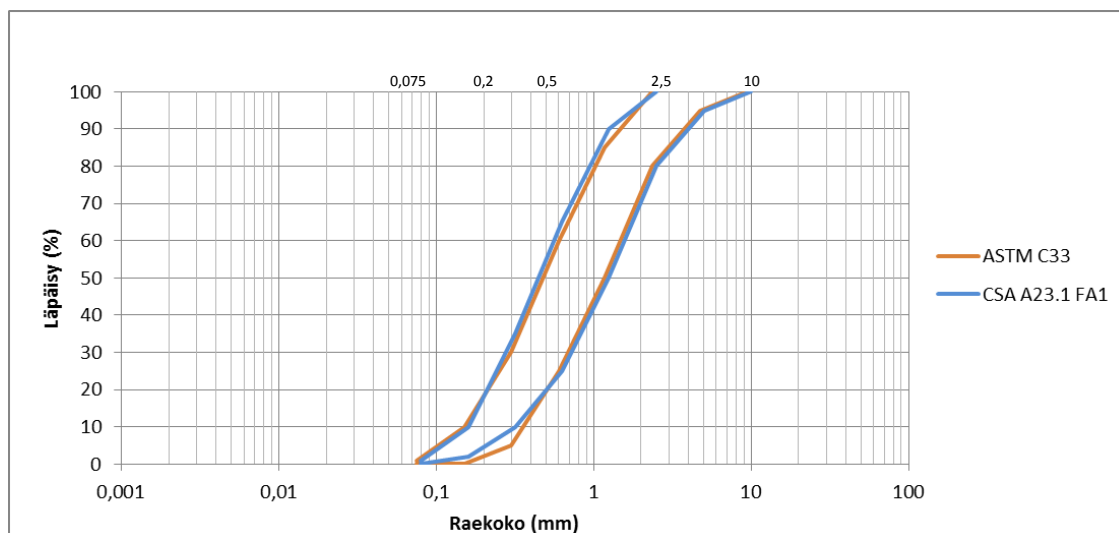
Skotlannin suunnitteluohjeita seuraamalla huomaa, että ohjeet johtavat nopeasti sidottuun rakenteeseen.

5.4 Yhdysvallat

Yhdysvaltojen luonnonkiviä koskevat ohjeet poikkeavat muiden verrokkimaiden ohjeista suurelta osalta, sillä lähes jokaisella osavalttiolla on omat suunnitteluohjeensa. Muita verrokkimaita ohjaa kivien valmistuksessa ja mittatoleransseissa EU-standardit. Yhdysvalloissa vastaavia standardeja määrittää ASTM (The American Society for Testing and Materials International). Yhdysvalloista oli vaikea löytää ohjeita pelkästään luonnonkivipäällysteisille liikennöidyille alueille. Yhdysvaltojen ohjeet luonnonkivipäällysteille käsittelivät pääosin alueita, jotka kärsivät hulevesien hallinnasta. Toisaalta betonikivipäällysteisten katujen suunnitteluun löytyi kattavasti materiaalia. Siksi tähän alalukuun on koottu ohjeita, jotka liittyvät betonikivipäällysteiden suunnitteluun Yhdysvalloissa.

5.4.1 Asennushiekka ja sen testaaminen

Asennushiekkamateriaalien vaatimukset on otettu ICPI:n (Interlocking Concrete Pavement Institute) tuottamista *Tech Spec* julkaisuista. Asennushiekan paksuudeksi suositellaan tiivistämättömänä 25–39 mm ja tiivistettynä 19–31 mm. Asennushiekan rakeisuudelle on kaksi vaihtoehtoa: ASTM C33 -materiaali tai CSA A23.1 FA1 -materiaali (Canadian Standards on Alkali-Aggregate reactions, Betonin valmistuksen materiaalit). Materiaalit sallivat hienoaineksen ($<0,075$ – $0,0080$ mm) läpäisyprosentiksi 0–3, mutta liikennöidyille alueille ICPI suosittelee hienoaineksen läpäisyprosentiksi 0–1. Materiaalien raekokojakaumat ovat hyvin lähellä toisiaan ja ne on esitetty kuvassa 33. (ICPI 17 2015)



Kuva 33. Betonikivien asennushiekkamateriaalit liikennöidyille alueille. (ICPI 17 2015)

Materiaalisuositukset on laadittu liikennöidyille alueille, joissa suunniteltu liikennesuoritus on vähintään 1,5 milj. standardiakselin ylityskertaa (standardiakseli on 80 kN). Liikennöidyille alueille suositellaan asennusmateriaalin valintaan tarkempaa huomiota rakeisuuden ja kestävyysden osalta. Kestävyysden toteamiseksi suositellaan ASTM:n

Micro-deval-testiä. Testissä asennushiekkamateriaalista (raekoot eivät tiedossa) otettua 500 g näytettä pyöritetään metallikuulien ja veden kanssa lieriön muotoisessa astiassa 15 minuuttia. Tulokseksi saadaan hienommaksi kuin 0,080 mm hienontuneen kiviaineksen määrä, joka lasketaan massaprosenttina näytteen kokonaismassasta. Micro-deval-testin tulokseksi sallitaan asennushiekkamateriaalille korkeintaan 8 % (ICPI 17 2015). Suomessa Micro-deval-testiä käytetään vain raidesepelin testaamiseen.

Asennushiekan asentaminen sidotulle kantavalle kerrokselle, johon on asennettu putket kuivatuksen takia rakenteen alimpiin osiin, tulee käyttää suodatinkangasta asennushiekan alla asennushiekan kulkeutumisen estämiseksi hulevesien mukana.

5.4.2 Betonikiveyksen rakennekerrokset eri tie-/katuluokissa

Yhdysvalloissa kuormitusmitoitus perustuu myös tien/kadun suunnitellun käyttöiän aikaiseen liikenteen aiheuttamaan kuormitukseen. Tapoja määrittää tie-/katuluokkaa on ainakin kaksi erilaista. AASHTO:n (American Association of State Highway and Transportation Officials) mukaisesti tie-/katuluokat (ESAL) on määritetty 80 kN:n standardiakselin kuormituksesta yksittäispyöräisen akselin alla (ESAL= equivalent single axel load). ESAL-luokat ilmoitetaan milj. standardiakselin ylityskertoina. Jokaiselle ajoneuville määritetään kuormittavuus neljänneen potenssin säännöllä. Tie-/katuluokat lasketaan liikennelaskennan tuloksista, joka sisältää vuosittaisen keskimääräisen vuorokausiliikenteen, eri ajoneuvojen osuudet ja liikenteen kasvun suunnitellun käyttöiän aikana. Tieluokkien määrittämiseen on käytössä myös *Caltrans Traffic Index*, jonka määrittämät tie-/katuluokat voidaan muuttaa ESAL-luokista kaavalla 4 (ICPI 4 2015):

$$TI = 9.0 \times \left(\frac{ESAL}{10^6} \right)^{0.119} \quad (4)$$

Taulukko 34. Tavanomaisia ESAL-luokkia eri käyttökohteissa. (ICPI 4 2015)

Road Class	ESAL (TI)			
	Arterial or Major Streets	Major Collectors	Minor Collectors	Commercial/ Multi-Family Locals
Urban	7,500,000 (11.4)	2,800,000 (10.2)	1,300,000 (9.3)	430,000 (8.1)
Rural	3,600,000 (10.5)	1,500,000 (9.4)	550,000 (8.4)	280,000 (7.7)

Rakenteen suunnittelu alkaa pohjamaan luokituksesta, johon Yhdysvalloissa on käytössä useita menetelmiä. Pohjamaa voidaan luokitella CBR-arvoon (California Bearing Ratio) perustuvaan kantavuuteen, johon liittyy myös materiaalin R-value. Suomessa

tutumpi menetelmä on pohjamaan luokittelu kantavuuden (MPa) mukaan. Pohjamaan kantavuudet on jaettu kahdeksaan luokkaan taulukon 35 mukaisesti.

Taulukko 35. Pohjamaan luokat kantavuuden ja kuivatuksen osalta. (ICPI 4 2015)

Category	Drainage								
	Good			Fair			Poor		
	M _r (MPa)	R	CBR	M _r (MPa)	R	CBR	M _r (MPa)	R	CBR
1	90	21	13	80	19	11	70	16	9
2	80	19	11	70	16	9	50	11	5
3	70	16	9	50	11	5	35	7	3
4	50	11	5	35	7	3	30	6	2
5	40	8	4	30	6	2	25	4	2
6	30	6	2	25	4	2	18	3	1
7	27	5	2	20	3	1	15	2	1
8	25	4	2	20	3	1	15	2	1

Taulukossa 36 on esimerkkirakennepaksuuksia, joissa kiveyksen alla on käytetty asfalttibetonista kantavaa kerrosta. Jokaiselle pohjamaa- ja kuivatusluokalle on määritetty omat rakennekerrospaksuudet, mutta esimerkiksi on tässä valittu pohjamaan luokka 4 eri kuivatusolosuhteissa.

Taulukko 36. Betonikivipäällysteisen tien rakennekerrospaksuudet asfalttibetonilla sidotulla kantavalla kerroksella eri kuormitusluokissa. (ICPI 4 2015)

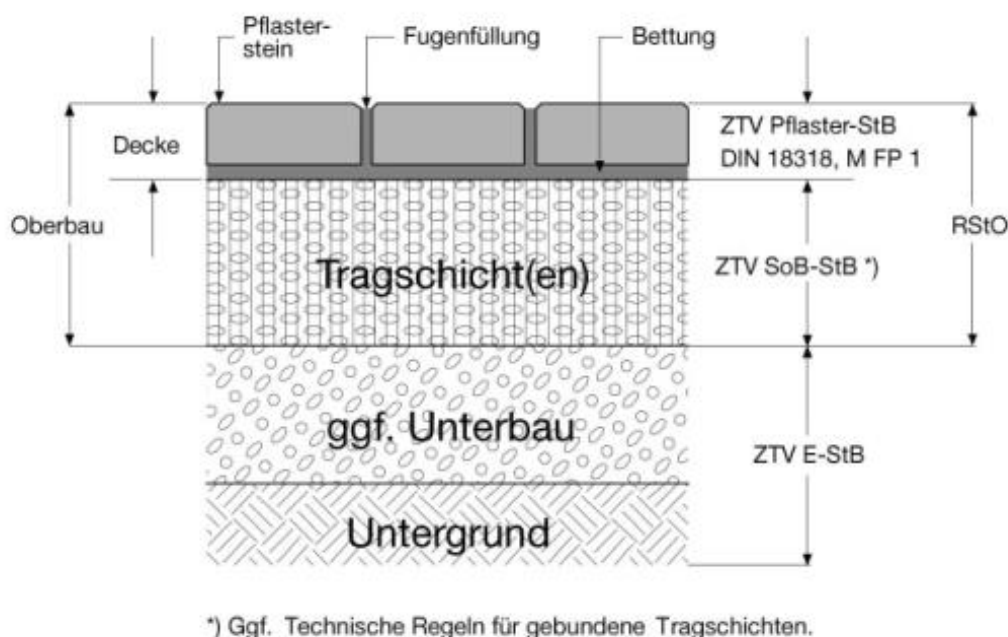
ASPHALT BASE THICKNESSES (mm) (80% reliability)													
	Pavement Drainage	ESALs (x 1,000)	10	20	50	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	
		Caltrans Traffic Index	5.2	5.7	6.3	6.8	7.4	8.3	9.0	9.8	10.9	11.8	
		Layer Type											
Category 4	Good	Pavers and Bedding	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105	
		Asphalt Concrete Base	50	50	50	50	50	50	50	50	50	80	100
		Unbound Dense-graded Base	100	100	100	100	100	150	150	150	150	150	150
	Fair	Pavers and Bedding	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105
		Asphalt Concrete Base	50	50	50	50	50	50	50	50	70	110	140
		Unbound Dense-graded Base	100	100	100	100	100	150	150	150	150	150	150
	Poor	Pavers and Bedding	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105
		Asphalt Concrete Base	50	50	50	50	50	50	50	60	90	120	150
		Unbound Dense-graded Base	100	100	100	100	100	150	150	150	150	150	150

Rakennekerrospaksuuksissa ei ole huomioitu routamitoitusta, joka saattaa muuttaa kantavan kerroksen alapuolisten kerrosten paksuuksia. Yhdysvalloissa on ympäristöolosuhteiltaan niin erilaisia alueita, että routamitoituskäytännöt vaihtelevat suuresti eri osaval-

tioissa. Taulukon 36 asfalttibetonisen kantavan kerroksen paksuudet liikenneluokissa 2–10 milj. standardiakselin ylityskertaa, vastaavat paksuuksiltaan Suomessa käytettyjä ABK:n paksuuksia katuluokissa 2–4 (HKR 2008).

5.5 Saksa

Saksassa kiveysten rakennetta ohjaavat useat eri julkaisut ja ne on jaoteltu kuvan 34 mukaisesti. Kiven ominaisuudet, muoto ja mittatoleranssit vastaavat EU-standardeja, jotka on Saksassa kansallisesti hyväksytty.



Kuva 34. Saksalaisia kiveyksen rakentamisen ohjejulkaisuja eri rakennekerroksille. (Ulonska 2009)

5.5.1 Saumaushiekka, asennushiekka ja muut saumausaineet

Saksassa asennushiekkamateriaalina käytetään rakeisuuksia 0/4, 0/5, 0/8 ja 0/11 mm. Asennushiekan hienoainespitoisuus ($<0,063$ mm) saa olla korkeintaan 5 %, mutta vähintään 2 %. Asennushiekkamateriaalin iskunkestävyyden vaatimukset ovat määritetty Los Angeles-testin avulla. Sitomattoman kantavan kerroksen päällä asennushiekan Los Angeles- luvun on oltava vähintään luokkaa LA₂₅. Sidotun kantavan kerroksen päällä vaaditaan vähintään Los Angeles- luokkaa LA₂₀ (ZTV Pflaster-StB 2005). Saumaushiekan rakeisuus on vastaavasti 0/2, 0/4, 0/5, 0/8 tai 0/11 mm. Katkaistuja rakeisuuskäyriä asennus- tai saumausmateriaaleissa, esimerkiksi 2/8 mm ja 2/11 mm, ei suositella käytettäväksi liikennöidyillä alueilla. Saumaushiekan hienoainespitoisuus saa olla korkeintaan 9 %, mutta vähintään 4 % (TL Pflaster-StB 2004). Molempia rakennemateriaaleja koskevat hienoainespitoisuuksien raja-arvot ja nimellisesti suurimman raekoon lä-

päisyprosentti. Nimellisesti suurimman raekoon läpäisyprosenttien raja-arvot ovat esitetty taulukossa 37.

Taulukko 37. Saumaus- ja asennushiekan läpäisyprosenttien raja-arvot rakeisuuskäyrän yläpäässä. (ZTV Pfaster-StB 2004)

- Durchgang Massenanteil in Prozent			Kategorie OC
2 D	1,4 D	D	
--	100	90-99	OC ₉₀

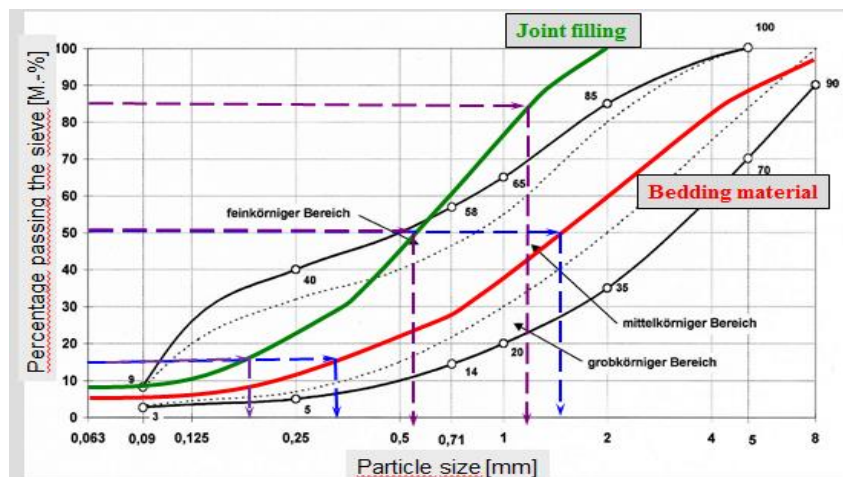
Asennus- ja saumaushiekan rakeisuudet on jaettu kahteen luokkaan. Luokassa 1 on vaatimuksia läpäisyprosentteille usealla seulalla hienoainespitoisuuden ja maksimi raekoon lisäksi. Luokassa 2 riittää toimittajan rakeisuuskäyrä, kunhan hienoainespitoisuus ja maksimiraekoon raja-arvot täyttyvät. Saksassa teiden rakentamiseen käytetään vain luokan 1 materiaaleja. Asennushiekkakerroksen paksuus on 30–50 mm. Betonikivillä suositetaan ohuempaa (30 mm) asennushiekkakerrosta. Saumojen leveys riippuu saumaustavasta ja asennus- ja saumaushiekan rakeisuuksista. Nupu- ja noppakivillä sauman leveys on 6–18 mm. Asennushiekan ja sitomattoman kantavan kerroksen rakeisuuksien oikeat suhteet on määritetty rakenteen paremman kestävyuden osalta seuraavasti (ZTV Pflaster-StB 2005):

- $D_{15}/d_{85} \geq 5$
- $D_{50}/d_{50} \leq 25$

Missä sitomattoman kantavan kerroksen materiaalin (iso D kirjain) ja asennushiekkamateriaalin (pieni d kirjain) suhteet lasketaan läpäisyprosenttien 15, 85 ja 50 rakeisuuksien avulla. Vastaavasti asennus- ja saumaushiekan parempi kesto eroosiota vastaan varmistetaan asennus- ja saumausmateriaalien rakeisuuksien suhteilla. Ohjeelliset arvot ovat seuraavat (Koch 2011):

- $D_{15}/d_{15} \geq 1$
- $D_{15}/d_{85} \leq 4$
- $D_{50}/d_{50} \leq 5$

Suhteet lasketaan asennushiekkamateriaalin (iso D kirjain) ja saumaushiekkamateriaalin (pieni d kirjain) läpäisyprosenttien 15, 50 ja 85 kohdilla olevien raekokojen avulla. Esimerkki laskennasta on kuvassa 35.



Kuva 35. Asennushiekka- ja saumaushiekkamateriaalien rakeisuuksien suhteiden laskeminen. (Koch 2011)

Muita saumausaineita on käytössä samankaltaisesti kuin Skotlannissa eli sidottuja saumausaineita suositaan kiveysrakenteissa. Koska Saksassa rakennetaan vuosittain paljon kiveyksiä, ovat useat Suomessakin käytetyt saumausaineet valmistettu Saksassa. Muutamia tunnettuja valmistajia ovat Rombox, Sopro ja GftK.

Saksassa kiveyksen sideaineen vaatimukset on esitetty julkaisussa FGSV-Arbeitspapier Nr. 618/2. Asennusmateriaalin koekappaleiden keskimääräisen puristuslujuuden on oltava $> 25 \text{ N/mm}^2$ ja yksittäisen koekappaleen puristuslujuuden on oltava $> 20 \text{ N/mm}^2$. Saumausmateriaalin puristuslujuuden on oltava $> 35 \text{ N/mm}^2$. Saumaus- ja asennusmateriaalin tartuntalujuuden on oltava $> 0,8 \text{ N/mm}^2$. (Schneider 2008) Jos sideaineita verrataan Suomessa käytettyyn maakosteaan (K10) betonin lujuuteen 10 N/mm^2 , on Saksassa käytössä huomattavasti lujempia kiveyksen sideaineita.

5.5.2 Kiveyksen rakennekerrokset eri tie-/katuluokissa

Saksassa kuormituskestävyysmitoitus lasketaan myös 100 kN standardiakselille. Laskenta perustuu myös vuosittaiseen keskimääräiseen liikenteen aiheuttamaan rasitukseen. Laskentatapoja on kaksi erilaista. Laskentatavasta riippumatta Saksassa tieluokat ovat jaoteltu standardiakselin ylityskertojen avulla taulukon 38 mukaisesti.

Taulukko 38. Saksan tieluokat 1–7 standardiakselin ylityskertojen mukaisesti.
(RStO 2011)

Tien/ kadun luokat 10 t standardiakselin ylituskertoina (milj.)		Luokka
Yli 32		7
yli 10	alle 32	6
yli 3,2	alle 10	5
yli 1,8	alle 3,2	4
yli 1,0	alle 1,8	3
yli 0,3	alle 1,0	2
	alle 0,3	1

Kuten muissakin verrokkimaissa, Saksassa on betonikivien mitoitukseen tarkat taulukoidut rakennevaatimukset, mutta luonnonkiville ei ole tarkkaa mitoituskäytäntöä. Esimerkkejä betonikivien rakenteista eri tie-/katuluokissa on esitetty taulukossa 39.

Taulukko 39. Betonikiveysten rakennekerrokset eri rakennetyypeillä ja eri tie-/katuluokissa. (RStO 2011)

Zeile	Bauklasse	7	6	5	4	3	2	1
	B	> 32	> 10 - 32	> 3,2 - 10	> 1,8 - 3,2	> 1,0 - 1,8	> 0,3 - 1,0	≤ 0,3
	Dicke des frostsich. Oberbaues ¹⁾	55 65 75 85	55 65 75 85	55 65 75 85	45 55 65 75	45 55 65 75	35 45 55 65	35 45 55 65
1	Schottertragschicht auf Frostschutzschicht							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Schottertragschicht							
	Frostschutzschicht							
	Dicke der Frostschutzschicht				- - 26 ³⁾ 36	- - 26 ³⁾ 36	- - 33 ³⁾ 43	- - 18 ³⁾ 28 38
2	Kiestragschicht auf Frostschutzschicht							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Kiestragschicht							
	Frostschutzschicht							
	Dicke der Frostschutzschicht				- - - 31 ²⁾	- - - 31 ²⁾	- - 28 ³⁾ 38	- - 23 ²⁾ 33
3	Schotter- oder Kiestragschicht auf Schicht aus frostunempfindlichem Material							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Schotter- oder Kiestragschicht							
	Schicht aus frostunempfindlichem Material							
	Dicke der Schicht aus frostunempfindlichem Material	Ab 12 cm aus frostunempfindlichem Material, geringere Restdicke ist mit dem darüber liegenden Material auszugleichen						
4	Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Wasserdurchlässige Asphalttragschicht ¹⁰⁾							
	Frostschutzschicht							
	Dicke der Frostschutzschicht				- 27 ³⁾ 37 47	- 27 ³⁾ 37 47	- 31 ²⁾ 41 51	- 23 ²⁾ 33 43
5	Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Wasserdurchlässige Asphalttragschicht ¹⁰⁾							
	Schottertragschicht							
	Frostschutzschicht							
	Dicke der Frostschutzschicht				- - 26 ³⁾ 36	- - 26 ³⁾ 36	- - 30 ²⁾ 40	- - 20 ²⁾ 30
6	Asphalttragschicht und Kiestragschicht auf Frostschutzschicht							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Wasserdurchlässige Asphalttragschicht ¹⁰⁾							
	Kiestragschicht							
	Frostschutzschicht							
	Dicke der Frostschutzschicht				- - - 31 ²⁾	- - - 31 ²⁾	- - 25 ³⁾ 35	- - 15 ²⁾ 25
7	Dränbetontragschicht auf Frostschutzschicht							
	Pflasterdecke ⁹⁾							
	Dränbetontragschicht (DBT) ¹⁰⁾							
	Frostschutzschicht							
	Dicke der Frostschutzschicht				- - 31 ²⁾ 41	- - 31 ²⁾ 41	- 18 ³⁾ 28 38	- 18 ³⁾ 28 38

- Zeile 1: Sepelipohjaiset rakenteet
- Zeile 2: Sorapohjaiset rakenteet
- Zeile 3: Sora-tai sepelipohjaiset rakenteet
- Zeile 4: Asfalttipohjaiset rakenteet roudaneristyskerroksen päällä
- Zeile 5: Asfalttipohjaiset rakenteet roudaneristys- ja sepelikerroksen päällä
- Zeile 6: Asfalttipohjaiset rakenteet roudaneristys- ja sorakerroksen päällä
- Zeile 7: Lämpäisevän betonin rakenteet roudaneristyskerroksen päällä.

Huomioitavaa on, että betonikiveyksen suunnitteluohjeet koskevat vain tie-/katuluokkia 1–4. Saksan tie-/katuluokka 4 vastaa standardiakseliä ylityskertoina suurin piirtein Suomen KKL-luokkaa 6,0 ja katuluokkaa 3. Jos katsotaan Saksassa vaadittuja kantavuuksia katuluokan 4 kantavan kerroksen päältä eri rakenteista, kantavuudet ovat n. 180–260 MPa Odemarkin menetelmällä laskettuna. Edelleen Odemarkin menetelmällä laskettuna kantavuudet päällysteiden päältä ovat n. 300–570 MPa. Joten riippuen betonikiveyksen rakenneratkaisusta Saksan tie-/katuluokan 4 rakenteella saavutetaan kantavuus, joka riittäisi täyttämään Suomen katuluokan 1 vaatimukset (katuluokassa 1 500 MPa:n kantavuus päällysteen päältä). Kantavuudet laskettiin käyttäen betonikiven mitoituskantavuutta 2 500 MPa, asfalttibetonin mitoituskantavuutta 2 500 MPa, asennushiekan mitoituskantavuutta 100 MPa ja läpäisevän betonin mitoituskantavuutta 3 500 MPa.

5.6 Verrokkimaiden suunnitteluohjeiden ja rakennusmateriaalien vertailu Suomen vastaaviin

Verrokkimaiden helpomman keskinäisen vertailun mahdollistamiseksi on eri maiden suunnitteluohjeet, rakennusmateriaalit ja rakennuskäytännöt koottu taulukoiksi merkittävimpien suunnitteluohjeiden osalta. Vertailussa on kuitenkin huomioitava, että vertailumaat kärsivät samoista kiveysten rakenneongelmista kuin Suomessa. Kiveysten yleiset ongelmat näyttävät olevan universaaleja, eivätkä ne selity pelkästään kansallisesti poikkeavilla mitoitus- ja rakennusmateriaalivariaatioilla. Kaikissa ohjeissa korostettiin ammattitaidon merkitystä kiveyksen rakentamisessa. Tämä asia toistui myös haastattelututkimuksen vastauksissa, joka on raportoitu tarkemmin luvussa 6.

Verrokkimaissa kuten Suomessakin suositeltiin sidottua rakennetta raskaan liikenteen ja suuren liikennemäärän alueille. Kyselytutkimuksen mukaan sitomaton rakenne on ylivoimaisesti yleisin kiveysrakenne Suomessa. Tähän asiaan ei ole verrokkimaista yhtä tarkkaa tietoa kuin Suomesta. Kuitenkin muissa Pohjoismaissa oli mainittu sitomaton rakenne yleisimmäksi kiveyksen rakenteeksi (Natursten- Utemiljö 2007, Naturstein- Utemiljø 2013). Seuraavassa taulukossa on Suomen ja verrokkimaiden kiveysten mitoitusta ja rakennusmateriaaleja koskevat merkittävimmät huomiot.

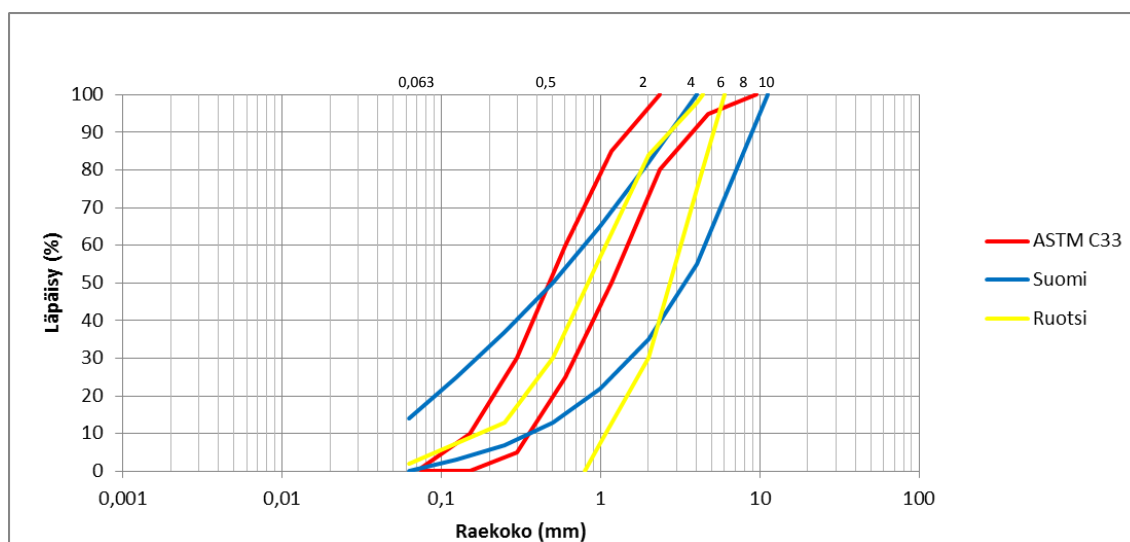
Taulukko 40. Verrokkimaiden merkitsevimmät kiveyksen suunnittelun eroavaisuudet. (Luvusta 5)

Valtio	Asenushiekka	Saumaushiekka	Saunnaväli	Betonilla sidottu kantava	Merkitävät materiaalien vaatimukset	Rakennevaatimukset kiveysrakenteissa	Standardiakseli
Suomi	0/4, 0/5, 0/6 tai 0/8 mm Paksuus n. 50 mm hienoaaines 0-14 %	0/4 mm	5-15 mm	100 ± 20 mm Maakostea K10-betoni	Rakeisuuskäyrä, vedeninu	Kantavuudet eri katuluokissa	100 kN
Ruotsi	0/8 tai 2/8 mm Paksuus: n. 50 mm nupukivillä, noppakivillä n. 30 mm. hienoaaines 0-2 %	0/4 mm	Noppakivi max. 10mm Nupukivi max 15 mm	n. 50 mm sementti/ maa-aines sünde 1/3- 1/4	Rakeisuuskäyrä, vedeninu	Taulukoidut rakennekerrospaksuudet betonikivillä	100 kN
Norja	0/8 ja nupukivillä 2/8 mm Paksuus n. 50 mm	0/4 mm	5-10 mm Mandollisimman pieni saunaväli	50-70 mm Sementti/ maa-aines 1/4, Betonin lujuusluokka B-35	Rakeisuuskäyrä, vedeninu	Indeksimenetelmä	100 kN
Skotlanti	0/8-0/10 mm riippuu pintakäsittelystä. Hienoaaines 0-5 %. Paksuus n. 50 mm, min. 30 mm	n. 0/3 mm	Noppakivi 6-12 mm Nupukivi 10-15 mm	25-40 mm, riippuu materiaalista. Kovuus riippuu liikenneluokasta (15-40 Mpa)	Rakeisuuskäyrä, vedeninu, Sidosaineen kovuus: puristus ja tartunta	Design life method ja failure index method	80 kN
Yhdysvallat	Betonikivillä 0/5 mm, kaksi vaihtoehtoa	#*	#*	#*	Rakeisuus, Micro- deval-testi asenushiekalle	Taulukoidut rakennekerrospaksuudet	80 kN
Saksa	0/4, 0/5, 0/8 ja 0/11 mm Hienoaaines 2-5 % paksuus 30–50 mm	0/2, 0/4, 0/5, 0/8 tai 0/11 mm Hienoaaines 4-9 %	Nupukivillä 6-18 mm	Puristuslujuus asennumateriaalilla > 25 Mpa saunumateriaalilla > 35 Mpa Tartuntalujuus > 0,8 MPa	Rakeisuuskäyrä ja raekokosuhteet, Asenushiekka > LA ₂₀ , sidottu kantavan kanssa > LA ₂₅	Taulukoidut rakenteet, vaaditut kantavuudet betonikiville.	100 kN

* Tarkasteltiin vain betonikiviä, joten kyseistä tietoa ei ole luonnonkivipäällysteiden osalta tiedossa.

Taulukosta 40 huomataan, että maakohtaiset käytännöt eroavat eniten sidottujen materiaalien käytössä. Materiaalien vaatimuksissa on merkittävää eroavaisuutta. Pohjoismaisissa sauma- ja asennushiekalle määritetään raekekokojakauma ja vedenimeytyminen, mutta kiviaineksen kovuudella tai iskunkestävyydellä ei ole määritettyjä vaatimuksia. Ohjeissa sanotaan, että kiviaines ei saa olla helposti murentuvaa, mutta sen todentamiseen ei ole annettu mitään testausmenetelmää (Natursten- Utemiljö 2007, Naturstein- Utemiljø 2013, Mesimäki 1994). Saksassa on käytössä Los Angeles- testi, jota Suomessa käytetään kantavan kerroksen materiaalin kelpoisuuden osoittamiseksi. Vastaavasti Pohjois-Amerikassa on betonikivien asennusmateriaalin kelpoisuuden osoittamiseksi Micro-deval-testi.

Sitomattomissa rakennusmateriaaleissa on myös selkeitä eroavaisuuksia. Erityisesti Suomessa käytettävän asennuskerrosmateriaalin ja verrokkimaiden asennushiekan/-soran raekokojakaumilla. Suomessa asennuskerrosmateriaalin hienoainespitoisuus voi olla jopa 14 prosenttia, kun verrokkimaissa vastaava osuus on pyritty minimoimaan (0–3 %) tai jopa poistamaan katkaistulla materiaalilla (esim. materiaali 2/8 mm). Seuraavassa kuvassa on vertailussa Yhdysvaltojen, Suomen ja Ruotsin asennushiekkamateriaalien raekeisuusohjealueet.



Kuva 36. Suomen, Ruotsin ja Yhdysvaltojen asennusmateriaalien raekokojakauman ohjealueet.

Kuvassa 36 suurin ero on hienoaineksen määrässä, mutta myös raekokojakauman sallittu alue on Suomessa reilusti verrokkimaita laajempi.

Verrokkimaiden ja Suomen standardiakselin vaikutus mitoitukseen ei ole kovinkaan merkittävä, sillä rakenteen kuormitus on neljännän potenssin säännöllä lähes sama. Kuormittava akseli on kuormasta riippuen yksi- tai paripyöräinen (80 kN yksipyöräinen akseli ja 100 kN paripyörä akseli).

Huomattavaa on, että luonnonkivien kuormituskestävyysmitoitukseen ei ole kuin Skotlannissa jonkinlainen mitoitusohje. Skotlannin ohjeet ovat tarkemmin ottaen kestävyysarviointia kiveysrakenteelle, missä eri rakennevaihtoehdot saavat kokemukseräisesti eri kestävyysarvoja. Muutoin verrokkimaiden mitoitusohjeet koskevat pääosin betonikivien suunnittelua. Raskaan liikenteen alueelle ei löytynyt verrokkimaista niin kuin ei Suomestakaan suunnitteluohjeita luonnonkiveyksille. Raskaan liikenteen ohjeet koskivat pääasiassa betonikivipäällysteitä. Britanniaasta löytyi yksi artikkeli, joka koski vain raskaasti liikennöityjä alueita. Artikkelissa todettiin, että Britanniaasta ei löydy kiveyksen rakenneratkaisuja erittäin raskaan liikennekuormituksen alueille (Li et al. 2012). Mitoituskäytännöt erittäin raskaasti liikennöidyille luonnonkivipäällysteisille alueille on siis puute, johon mistään verrokkimaasta ei löytynyt suoraa vastausta.

6. KYSELYTUTKIMUKSEN RAPORTOINTI

6.1 Tutkimuksen toteutus

Kyselytutkimus laadittiin yksinkertaiseksi Word-pohjaiseksi ns. ”vapaan sanan”- muotoon. Kysymyksiä tutkimuksessa oli 7 kappaletta. Kysymykset koskivat liikennöityjä nupu- ja noppakivipäälysteitä yleisellä tasolla koko kaupungin alueella. Kaupungit, jotka kyselytutkimukseen valittiin, olivat Tampere, Turku, Helsinki, Lahti ja Oulu.

Alkuperäisten kysymysten lisäksi kysyttiin jälkikäteen puhelimitse tarkennuksia kysymysten vastauksiin ja lisäkysymyksenä rakennetietoja olemassa olevista tai suunnitteluvaiheessa olevista nupu- ja noppakivipäälysteistä.

6.2 Kysymykset

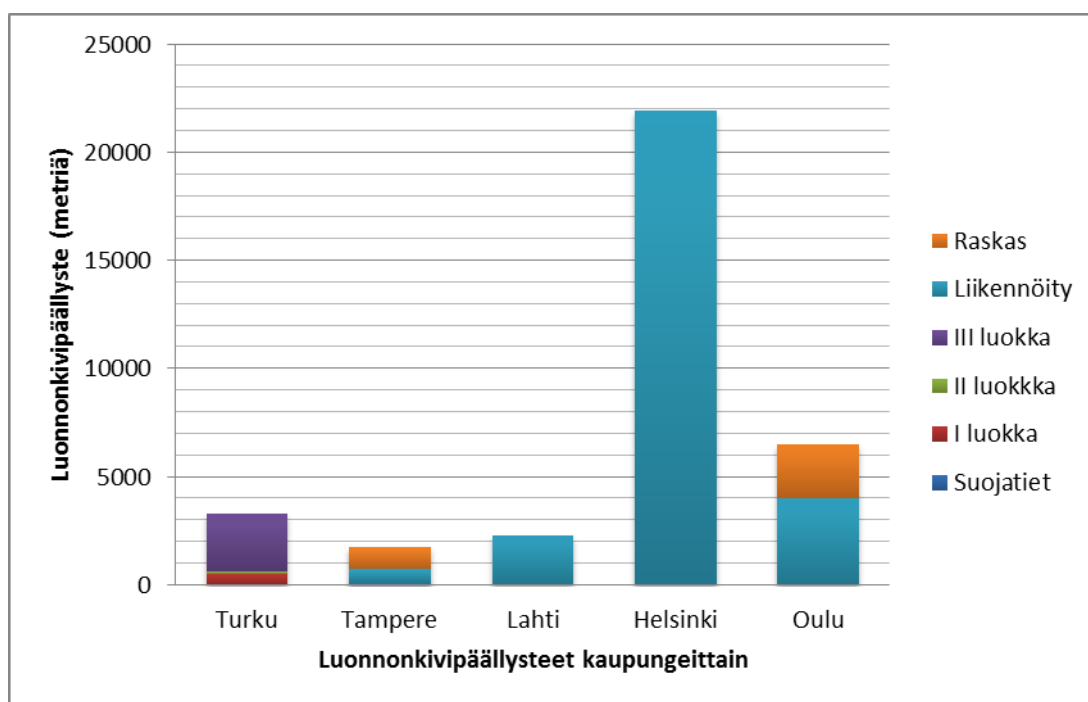
Alkuperäiset kysymykset ovat esitetty alla luettelon muodossa. Olemassa olevien nupu- ja noppakivipäälysteiden rakennetietoja ja leikkauskuvia koskevaan lisäkysymykseen saatuja vastauksia on esitetty kappaleessa 6.3.

1. Kuinka paljon (metriä/km) luonnonkivipäälysteisiä katuja/autoliikenteen ajoratoja kaupungin alueella on? (ei betonikivipäälysteitä)
2. Onko raskaasti kuormitettuja kiveyksiä (määrä)? (bussiliikenne/ kuorma-autot/ muut raskaat ajoneuvot)
3. Mikä on sidottujen ja sitomattomien kiveysten osuudet liikennöidyillä kiveyksillä?
4. Mikä on arvio/tieto rakennetyyppien kestävydestä? (sidotut vs. sitomattomat)
Mikä on merkittävin ongelma? (Urautuminen, kivien irtoilu, routavauriot,...)
5. Onko kokemuksia erikoisista rakenneratkaisuista tai kokeilurakenteista, kuten erilaisista sidosmateriaaleista tai asennusalueista? (muovipohjaiset saumaussaineet, masuunihiekka, ...)
Erityisesti kiinnostaa rakennettavuus ja rakenteen kestävyys.
6. Onko kaupungilla kiveysten ylläpitoon tarkastus- tai korjaus sykliä, vai toimittaanko tilanteen mukaan, kun huomataan tai ilmoitetaan viasta/puutteesta. Esimerkiksi säännöllinen rytmi saumaushiekan lisäämiseksi.

7. Mitkä ovat ajoratojen kiveysten ladontakuviot? Erityisesti kiinnostaa, jos on käytetty jotain muuta kuin tiililadontaa.

6.3 Kyselyn tulokset

Kyselyn vastaukset löytyvät kokonaisuudessaan liitteistä 5–9, mutta tähän alalukuun on koottu merkittävimmät kyselyssä selvinneet asiat. Tutkimuksen perusteella merkittävin määrä luonnonkivipäällysteisiä katuja on Helsingin kaupungin alueella. Helsingissä on pituuden mukaan noin 22 km luonnonkivipäällysteisiä katuja. Määrältään tämä ylittää muiden kaupunkien yhteenlasketut luonnonkivipäällysteet. Seuraavassa kuvassa on kyselytutkimukseen osallistuneiden kaupunkien luonnonkivipäällysteiden määrät (metriä).



Kuva 37. Luonnonkivipäällysteet kaupungeittain.

Kuvassa 37 on eritelty luonnonkivipäällysteiden luokat ja käyttökohteet, sellaisina kuin kaupungit ovat ne ilmoittaneet. Täten vertailu ei ole täysin suoraviivaista, mutta kokonaismäärät metreissä ovat vertailukelpoisia. Alueista, jotka ovat luokassa liikennöity, ei ole eritelty liikenteen laatua.

Tutkimuksessa vallitseva rakennetyyppi oli sitomaton nupukivipäällyste. Tosin Lahden ja Oulun kaupungeissa liikennöidyt luonnonkivipäällysteet on rakennettu noppakivillä. Sidottua rakennetta oli käytetty vain raitiovaunukiskojen (Helsinki) tai suojateiden kohdalla, joten kunnollista (sidottu vs. sitomaton) rakenteiden vertailua ei ole saatavilla. Kyselyyn osallistuneista kaupungeista yhdessäkään ei ole käytössä säännöllistä ylläpitoa tai korjaus sykliä luonnonkivipäällysteille, vaan kiveysrakenteet ovat osana normaalia kunnossapidon seurantaa. Käytännössä tämä tarkoittaa vuosittaista kuntokatsastusta.

Esimerkiksi saumaushiekan lisääminen kiveysrakenteisiin ei ole läheskään jokavuotinen toimenpide. Uusia ja laajoja ajoratojen kiveysrakenteita ei ole toteutettu viime aikoina, ja suhteellisen uudetkin katusaneeraukset koskevat pääosin vanhojen nupu- ja noppakivien uudelleen asentamista. Ladontakuviot nupukivillä on toteutettu pääosin tiililadontana ja noppakivillä kaariladontana, joten vertailu eri ladontakuvioiden välillä ei ole kunnolla mahdollista. Noppa- ja nupukivien toimivuuden vertailu liikennöidyillä alueilla ei ole pelkän kyselytutkimuksen perusteella suoraviivaista, mutta kirjallisuuden ja kyselytutkimuksen perusteella noppakivet kärsivät enemmän kivien irtoamisesta kuin suuremmat nupukivet. Tämä huomio on linjassa kirjallisuustutkimuksen kanssa. Kuronen (2012) raportoi diplomityössään Helsingin alueen kiveysten vauriota ja totesi noppakivillä olevan suurempi vauriosuhde suhteessa nupukiviin kiveysten saumojen vauriossa.

Kyselyssä merkittävimpana kiveysten ongelmana pidettiin urautumista ja yksittäisiä epätasaisia painumia (taulukko 41). Urautumisen syynä pidettiin liian suuria liikennemääriä kiveysrakenteelle. Kiveysten yksittäiset painumat ja kohoumat nähtiin olevan myös yhteydessä huonoon kivitöiden ammattitaitoon alueilla, joissa oli tehty kaivutöitä. Kaivutöiden jälkeinen kiveysrakenteen tiivistäminen on haastavaa, sillä vanha rakenne on tiivistynyt liikennekuormituksen alaisena ja saman tiiveystason saavuttaminen on hankalaa. Tämä ongelma koskee kaikkia päällysteitä ja yleisesti kaikkia kaivutöiden jälkeisiä päällysteiden korjaamista. Liian suuri liikennemäärä urautumisen syyksi on varmasti oikea perustelu, sillä kiveysrakennetta ei ole suunniteltu suurille liikennemäärille, eikä siihen ole olemassa kunnollisia kansallisia ohjeita. Tähän ongelmaan ollaan Suomessa selvästi vasta havahtumassa.

Taulukko 41. Kyselytutkimuksen vastauksia kiveysten ongelmista.

	Merkittävin kiveysten ongelma
Turku	Ei arviota kestävydestä. Merkittävin ongelma lienee saumahiekan poistuminen koneellisen puhtaanapidon yhteydessä.
Tampere	Nupukiveyksellä urautuminen (kiven kuluminen + rakennedeformatio) on merkittävin ongelma (pääkadut).
Helsinki	Urautuminen on merkittävin ongelma.*
Lahti	Pahin ongelma on urautuminen, joka johtaa välillä kivien irtoiluun. Rautavaurioita ei juurikaan ole.
Oulu	Rakenne on vanha ja kestänyt hyvin. Kaduilla on paikallisia painumia, jonka vuoksi kadun pinta on epätasainen ja lisää rengasmelua ja tärinää autoille.
* Helsingin vastauksesta puuttuu kansirakenteita koskeva ongelma, katso liite 8.	

Painumat ja urautuminen ovat huonon tiivistyksen, mutta suuressa osin myös saumausmateriaalin kulumisen ja asennushiekkakerroksen muiden deformaatioiden (kuten sivutainen siirtyminen) syitä. Siksi saumausmateriaalin lisäämisen vähyys kunnossapitotoimenpiteenä yllättää kyselyn tuloksista. Ongelma selvästi tiedostetaan ja korjauskeinokin tiedetään, mutta valitettavan harvoin toteutetaan käytännössä.

Kyselystä selviää myös, että ammattitaitoisia ja kokeneita kiveysten rakentajia on entistä haastavampi löytää. Monet ongelmat, kuten huono tiivistys ja epätasaiset (liian isot) saumojen välit, ovat usein hyvän ammattitaidon puutetta. Kiveysten rakentaminen on käytännössä puhdasta käsityötä, jonka ammattitaito on vähenemässä. Arviona voidaan olettaa, että ammattitaitoa on varmasti vielä olemassa, mutta sen käyttö ei ole aina mahdollista aikataulun, hinnan tai resurssien puolesta. Tämä korostuu varsinkin korjauskohteiden ja kaivantojen osalla, joissa ei varsinaisesti korjata kiveysrakennetta, vaan jotain muuta yhdyskuntatekniikkaa kiveysten alla. Kuten luvussa 3 on todettu, kiveysrakenne voi kärsiä merkittäviä vaurioita yksittäisen liian suuren kuormituksen alaisena. Pienet rakennusvirheet voivat näin muodostuvat suureksi ongelmaksi hyvinkin nopeasti, varsinkin kiveyksillä, joissa liikennöi raskasta liikennettä.

Rakenneratkaisuna sitomaton rakenne, jossa asennusmateriaaliin on lisätty hieman sementtiä, oli kyselyn mukaan yleinen ratkaisu. Sementinmäärä ei aina ollut tarkkaan tie-

dossa, mutta esimerkiksi Lahden kaupungin Aleksinkadulla sementtiä oli käytetty 7 prosenttia kiviaineksen seassa. Kantavan kerroksen materiaalina oli käytetty niin sitomatonta kuin sidottua kerrosta. Sidottuna kerroksena oli useimmiten kantavan kerroksen asfaltti (ABK). Seuraavassa taulukossa on Helsingin kaupungin ohjeistus sidotun kantavan kerroksen paksuuksista eri katuluokissa.

Taulukko 42. *Helsingin kaupungin ohjeistus sidotun kantavan kerroksen paksuuksista ja materiaaleista. (HKR 2008)*

KIVIPÄÄLLYSTEISET KADUT KATULUOKITTAIN					
Katuluokka 1	Katuluokka 2	Katuluokka 3	Katuluokka 4	Katuluokka 5	Katuluokka 6
	Kiveys	Kiveys	Kiveys	Kiveys	Kiveys
	ABK 32/240 Paksuus 0,1 m	ABK 32/200 Paksuus 0,08 m	ABK 32/120 Paksuus 0,05 m	ABK 32/120 Paksuus 0,05 m	ABK 22/100 Paksuus 0,04 m

ABK:ta oli kyselyn mukaan käytetty ainakin Lahden Aleksinkadulla (avoin asfaltti 70 mm) ja Tampereella Hämeenkadulla. Tampereen Hämeenkadulla tehdyistä painumamittauksissa (Ramboll 2006) huomattiin kantavan kerroksen asfaltin olevan lähes muuttumaton, vaikka ajoradoilla oli syvät urat. Asennushiekkakerroksen paksuus oli noin 200 mm. Täten voitiin olettaa, että ajourat johtuivat erityisesti asennushiekkakerroksen deformaatiosta ja kivien kulumisesta (Ramboll 2006). Tarkastelukohdassa asennushiekan raekokojakauma oli 0/8 mm (hienoinen alle 5 %), ja eri näytteissä (ajouran alta ja keskikaistalta) ei ollut merkittävää eroa.

6.4 Johtopäätökset

Kyselytutkimuksessa selvisi ainakin se, että luonnonkivipäällysteet eivät ole valvonnan tai kuntokartoituksen osalta erityisasemassa verrattuna muihin päällysteisiin. Vaikka kyseessä on erityislaatuinen työmenetelmä ja rakenne (myös erittäin kallis), ei kiveysten kunnosta välttämättä huolehdita sen vaatimalla tarkkuudella.

Kyselytutkimuksessa selvisi myös, että sitomaton asennus- ja saumausmateriaali on yleisin kiveysrakenne. Sitomattomille kiveyksille oikeastaan ainoa huoltotoimenpide on saumausmateriaalin lisäys aina tarvittaessa, mutta tämä toimenpide oli harvinainen käytännössä.

Luonnonkivipäällysteet ovat pääosin hyvin vanhoja rakenteita, joiden rakennetiedot ja rakennekerrokset eivät välttämättä ole yhtenäisiä koko kadun alueella. Täten ongelmat olivat myös hyvin samankaltaisia. Ensisijaisia ongelmia olivat urautuminen ja yksittäiset painumat. Kivitöiden ammattitaidon katoaminen oli monen kaupungin huolenaihe ja osittain selittää kiveysten rakenteellisia ongelmia.

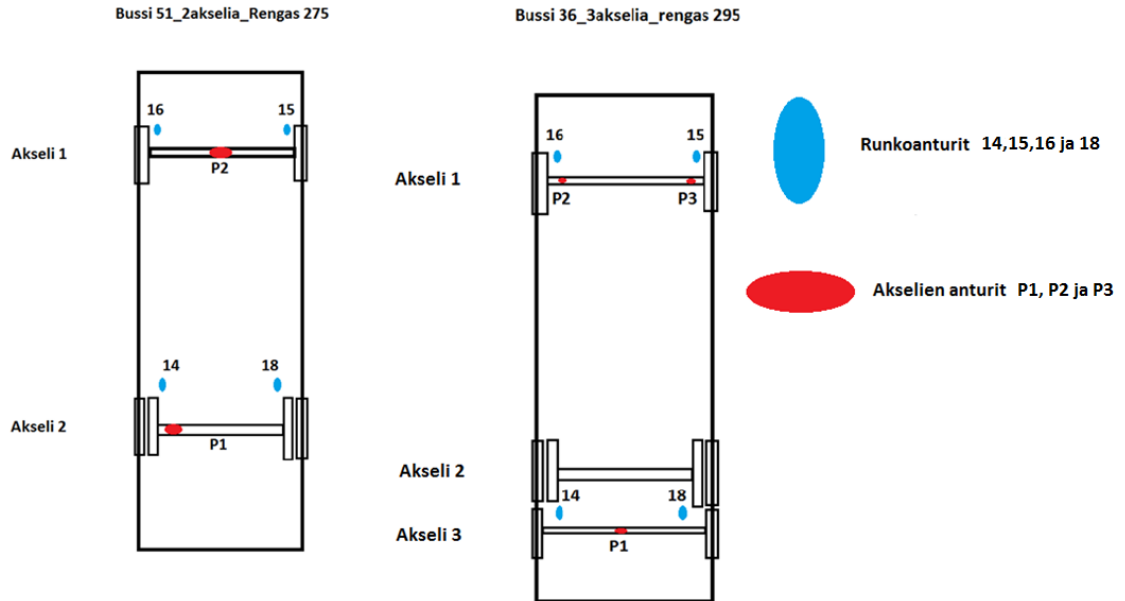
7. KIIHTYVYYSMITTAUKSET

Kiihtyvyyssmittaukset (tärinämittaukset) tehtiin 22.10.2015 Tampereen kaupunkiliikenteen (TKL) linja-autokalustolla. Tuloksista voitiin vertailla tasaisen ja epätasaisen päällysteen vaikutusta kalustoon ja saada suuntaa-antavaa tietoa karurakenteeseen kohdistuvista kuormituksista.

7.1 Mittaustapa ja mittauskohteet

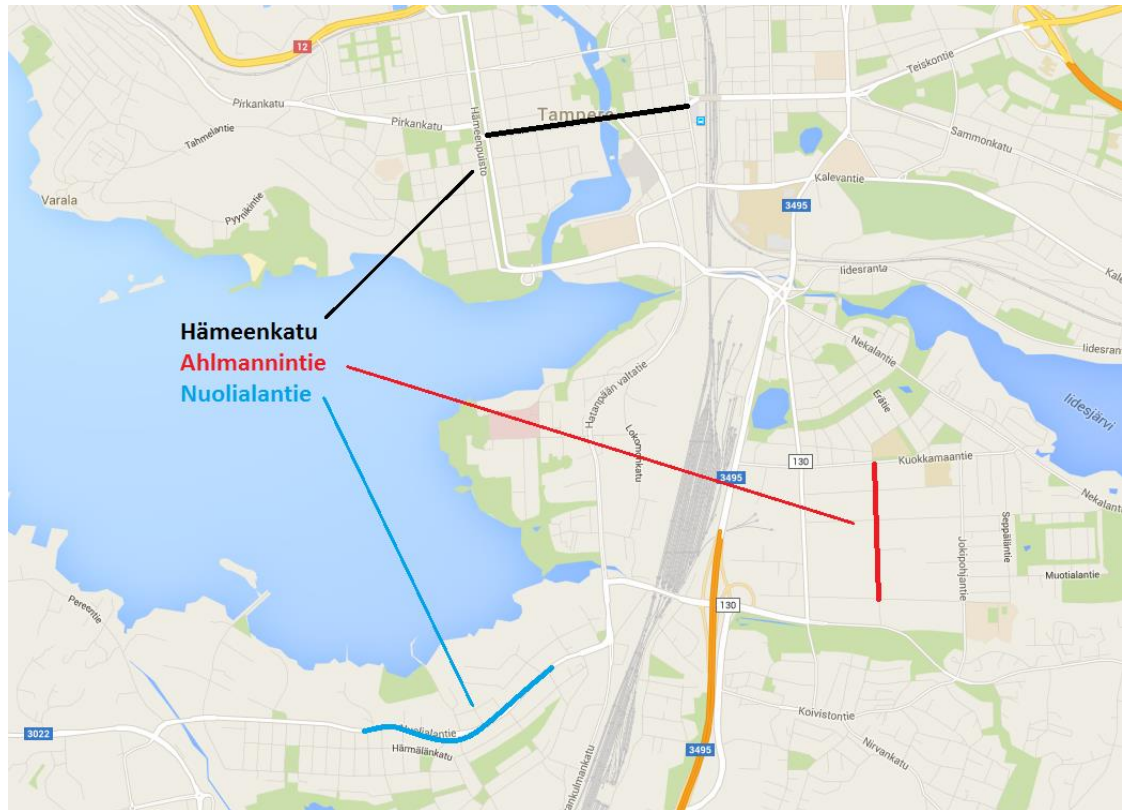
Linja-autoja oli kahta eri tyyppiä. Linja-auto 36 oli 3-akselinen telilinja-auto ja linja-auto 51 oli 2-akselinen linja-auto. Linja-autossa 51 rengaskoko oli 275/75R 22,5 ja linja-autossa 36 rengaskoko oli 295/80R 22,5. Kiihtyvyydet mitattiin kolmella eri nopeudella kaikissa mittauskohteissa eli nopeuksilla 20, 30 ja 40 km/h. Nopeus tarkastettiin kuljettajan nopeusmittarista, mutta yksittäisen mittauskerran keskinopeus saadaan laskettua myös mittauskerran GPS-paikannuksista. Tarkan ajonopeuden määrittäminen ei ole kuitenkaan tärkein huomion kohde, jos pystytään osoittamaan tärinän (kiihtyvyyksien) kasvaminen ajonopeuden kasvaessa, mikä oli oletuksena akselien kiihtyvyyksien osalta.

Kiihtyvyyssantureita kiinnitettiin linja-autojen korirakenteeseen neljä kappaletta ja akselleille kahdesta kolmeen kappaletta. Akseleissa oli käytössä suuremman mitta-alueen anturit, sillä niille arvioitiin kohdistuvan suurempia kiihtyvyyksiä (anturit P1, P2 ja P3). Alkuperäinen suunnitelma oli mitata etuakseleista molempien renkaiden vierestä kiihtyvyydet kahdella anturilla, mutta yksi antureista rikkoontui ensimmäisissä mittauksissa Hämeenkadulla osuessaan linja-auton korin pohjaan (anturi P3). Täten aksleissa oli enää kaksi kiihtyvyyssanturia toiminnassa, yksi etuakselissa ja toinen takaakselissa/telissä.



Kuva 38. Kiihtyvyysanturien kiinnityspaikat ja numerot.

Mittauskohteiksi valittiin Hämeenkadun nupukivipäällyste ja vertailukohteiksi hyvä- ja huonokuntoinen asfalttipäällyste. Hyväkuntoinen osuus valittiin Nuolialantieltä ja huonokuntoinen osuus Ahlmannintieltä. Nuolialantiellä oli kesällä 2015 tehty ura-remix paikkaus (lisämassa SMA11/I), joten kadun tasaisuus ja kuluneisuus Tampereen kaupungin omalla kuntoluokituksella on edellä mainituissa luokissa 2 (asteikko 1–10, 1= uusi päällyste). Ahlmannintiellä mittaukset tehtiin välillä Vihiojantie-Kuokkamaantie, sillä tällä osuudella päällyste oli huonoimmassa kunnossa. Tampereen kaupungin kuntoluokituksessa päällyste oli tältä osuudelta tasaisuuden ja kuluneisuuden mukaan luokiteltu luokkaan 7. Kuvassa 39 on esitetty mittauskohteiden sijainnit kartalla.



Kuva 39. Tärinämittauskohteet karttapohjalla.

Hämeenkadulla mittaukset tehtiin molempiin suuntiin (suunnat Itä ja Länsi) eri ajonopeuksilla. Mittauspisteet eivät olleet identtisiä eri ajoneuvojen suhteen, sillä mittaukset suoritettiin muun liikenteen seassa, mikä hankaloitti yhtenevien osuuksien mittaamista Hämeenkadulla. Muilla testiosuuksilla pystyttiin katsomaan mittausajankohta siten, että saatiin yhtenevät mittaukset eri linja-autojen ja ajonopeuksien välillä. Nuolialantiellä mitattiin 20–30 km/h nopeudet Härmälän suuntaan ja nopeus 40 km/h keskustan suuntaan. Ahlmannintiellä kaikki mittaukset tehtiin Kuokkamaantietä kohti eli pohjoisen suuntaan. Seuraavissa taulukoissa on yhteenveto mittauskohteista, ajonopeuksista, mittausajankohdista ja ajosuunnista.

Taulukko 43. *Mittaukset bussilla 36, rengaskoko 295/80R 22,5 ja 3 akselia.*

Testi (aika)	Kohde	Suunta	Nopeus (km/h)
10:22	Hämeenkatu	Länsi	20
10:24	Hämeenkatu	Länsi	20
10:25	Hämeenkatu	Länsi	20
10:32	Hämeenkatu	Itä	20
10:34	Hämeenkatu	Itä	20
10:35	Hämeenkatu	Itä	20
10:46_13s	Hämeenkatu	Länsi	30
10:46_41s	Hämeenkatu	Länsi	30
10:47	Hämeenkatu	Länsi	30
10:48	Hämeenkatu	Länsi	30
10:54	Hämeenkatu	Itä	30
10:55	Hämeenkatu	Itä	30
11:05	Hämeenkatu	Länsi	40
11:06	Hämeenkatu	Länsi	40
11:29	Nuolialantie	Härmälä	20
11:30	Nuolialantie	Härmälä	20
11:31	Nuolialantie	Härmälä	30
11:38	Nuolialantie	Keskusta	30
11:39	Nuolialantie	Keskusta	40
11:40	Nuolialantie	Keskusta	40
11:44	Ahlmannintie	Pohjoinen	20
11:49	Ahlmannintie	Pohjoinen	30
11:53	Ahlmannintie	Pohjoinen	40
11:57	Ahlmannintie	Pohjoinen	40

Kolmiakselisella linja-autolla tehtiin 24 yksittäistä mittausta. Osa mittauksista ei ole onnistuneita, jos liikennevalot, jalankulkijat tai muut ajoneuvot ovat häirinneet mittauksia. Tällöin mittaushetki jäi hyvin lyhyeksi tai ajonopeuden saavuttaminen ja sen ylläpito oli epävarmempaa. Näin tapahtui kuitenkin vain Hämeenkadulla, muilla osuuksilla mittaukset tehtiin lähes identtisesti.

Taulukko 44. Mittaukset bussilla 51, rengaskoko 275/75R 22,5 ja 2 akselia.

Testi (aika)	Kohde	Suunta	Nopeus (km/h)
14:51	Hämeenkatu	Länsi	20
14:51	Hämeenkatu	Länsi	20
14:54	Hämeenkatu	Länsi	20
15:02	Hämeenkatu	Itä	30
15:03	Hämeenkatu	Itä	30
15:05	Hämeenkatu	Itä	30
15:21:00	Hämeenkatu	Länsi	40
15:21	Hämeenkatu	Länsi	30
15:23	Hämeenkatu	Länsi	40
15:32	Hämeenkatu	Itä	40
15:32	Hämeenkatu	Itä	40
15:46	Nuolialantie	Härmälä	20
15:47	Nuolialantie	Härmälä	20
15:48	Nuolialantie	Härmälä	20
15:50	Nuolialantie	Härmälä	30
15:58	Nuolialantie	Keskusta	30
15:59	Nuolialantie	Keskusta	40
16:18	Ahlmannintie	Pohjoinen	20
16:22	Ahlmannintie	Pohjoinen	30
16:26	Ahlmannintie	Pohjoinen	40
16:31	Ahlmannintie	Pohjoinen	40

Kaksiakselisella linja-autolla tehtiin 21 mittausa, joista osa oli ensimmäisten mittausten tavoin osin epäonnistuneita.

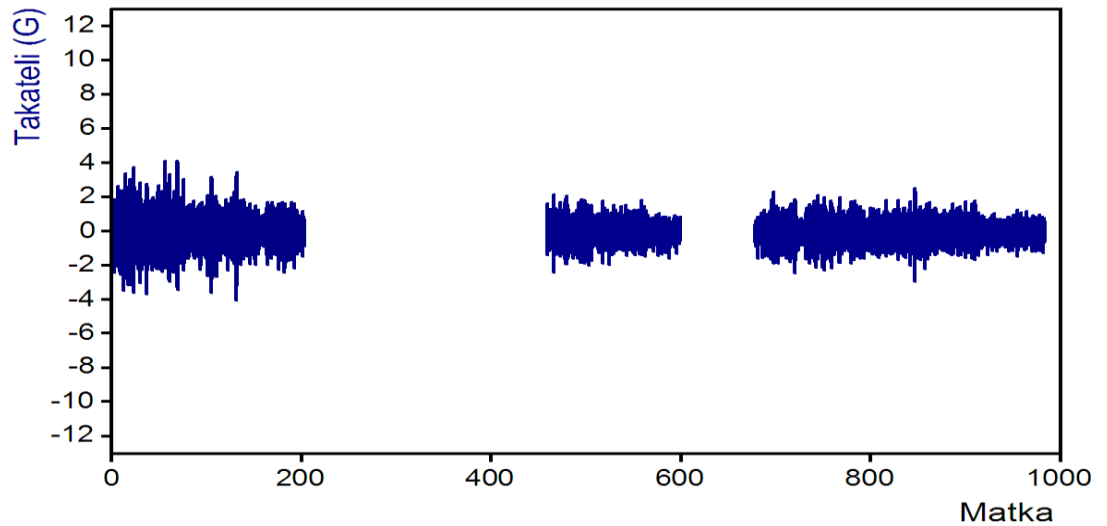
7.2 Tulokset

Kiihtyvyyssmittausten tulokset on eritelty Hämeenkadulla eri ajonopeuksien mukaisesti ja referenssikohteissa Ahlmannintiellä ja Nuolialantiellä eri nopeudet on yhdistetty samaan kuvaajaan. Hämeenkadulla mittauspisteet on kalibroitu samaan koordinaatistoon, mikä helpottaa paikkakohtaisesti kiihtyvyyksien arvojen arviointia. Hämeenkadulla kiihtyvyyssmittauksia suoritettiin noin kilometrin matkalla ja koordinaatisto on luotu tälle matkalle. Kiihtyvyyssmittausten 0-piste on Hämeenkadun länsipääty eli Hämeenkadun alkupiste rajoittuu Hämeenpuistoon.

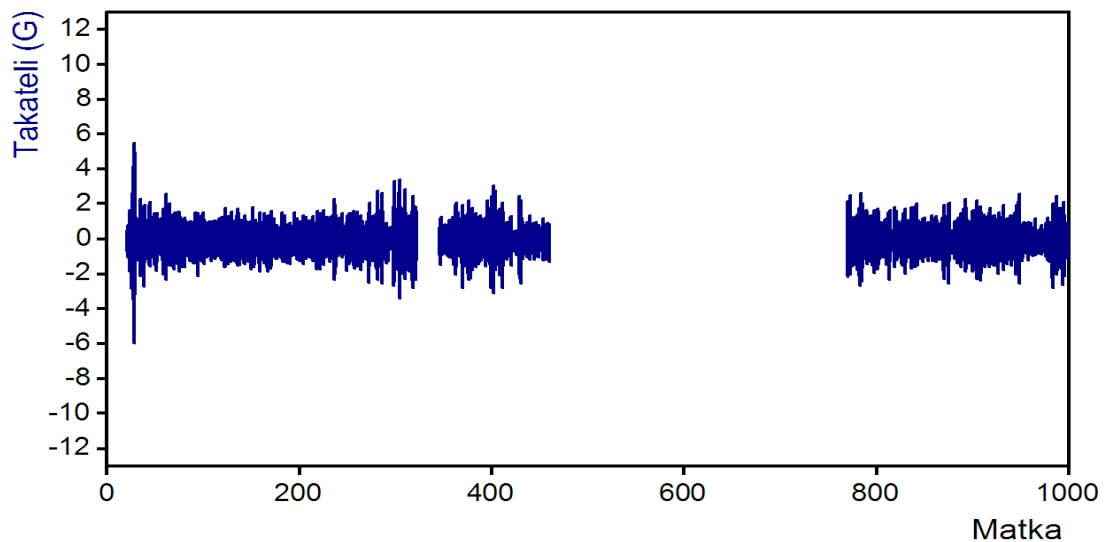
7.2.1 Bussista 36 mitatut kiihtyvyydet

Hämeenkatu

Bussista 36 akselien kiihtyvyyssvertailuun otettiin etuakselin vasen anturi ja takatelillä oleva kiihtyvyyssanturi, sillä etuakselin oikeanpuoleinen anturi hajosi kesken mittausten. Hämeenkadulla eri mittauskerrat erottaa tyhjistä väleistä eri mittausten väleillä. Hämeenkadulla kiihtyvyyssmittausten ajosuunta on myös eritelty, jos molempiin suuntiin saatiin kattavat mittaukset samoilla ajonopeuksilla. Hämeenkadulla eri ajosuuntaan (itä ja länsi) kohdistuneet mittaukset eivät merkittävästi poikkea toisistaan, joten ajoratojen kunto on hyvin samankaltainen molempiin suuntiin. Tämä nähdään kuvista 40 ja 41.



Kuva 40. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta itä, takateli 20 km/h.

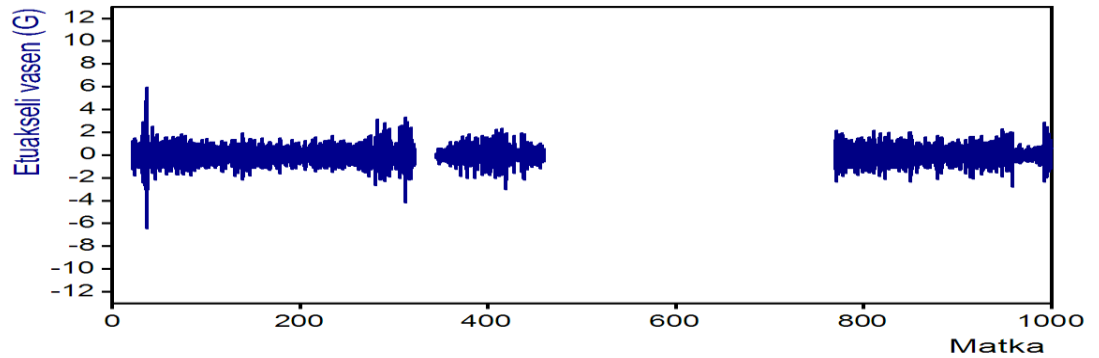


Kuva 41. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, takateli 20 km/h.

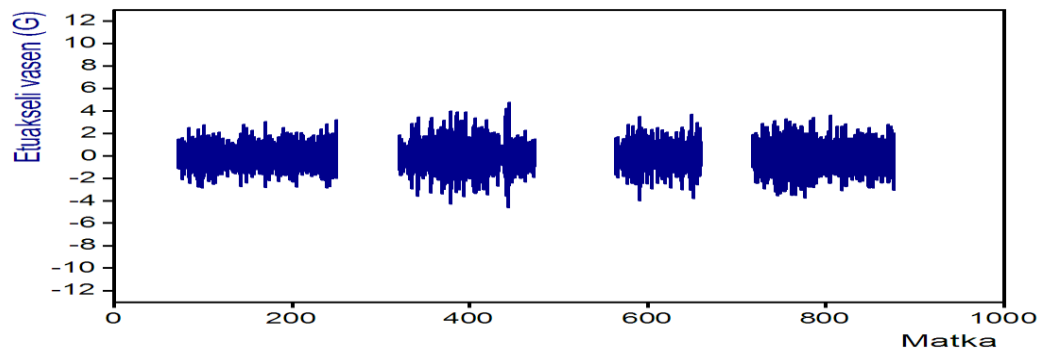
Eri ajosuuntien välillä ei ole tavanomaisen kiihtyvyyksien vaihteluvälien lisäksi kuin yksi yksittäinen suuri eroavaisuus, joka saattaa johtua ajouralla olevasta töyssystä tai

kaistanvaihdoista. Muutoin kiihtyvyydet vaihtelevat pääosin välillä $\pm 2 \text{ G}$ ($G = 9,81 \text{ m/s}^2$) ajonopeudella 20 km/h ja ajosuunnasta riippumatta.

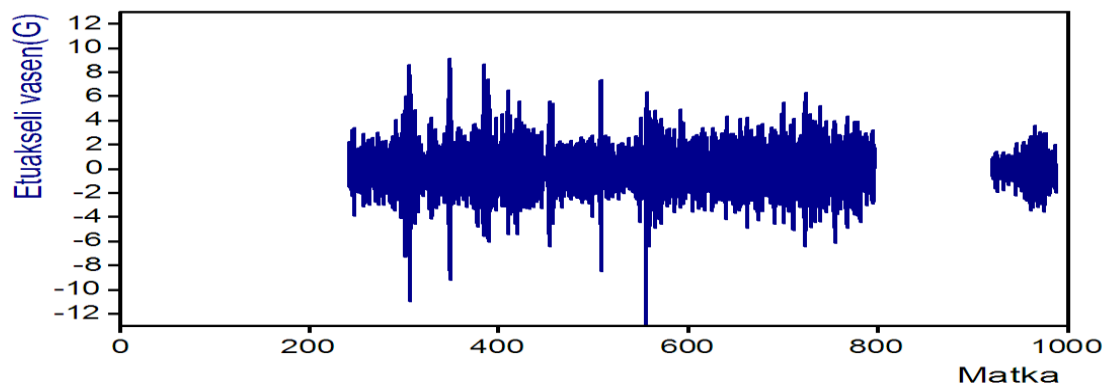
Seuraavaksi on havainnollistettu kiihtyvyyden (tärinän) kasvaminen ajonopeuden mukaan. Vertailussa on etuakselin vasemmalla puolella ollut kiihtyvyysanturi eri ajonopeuksilla ja ajosuuntana länsi.



Kuva 42. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, etuakseli vasen 20 km/h.



Kuva 43. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, etuakseli vasen 30 km/h.

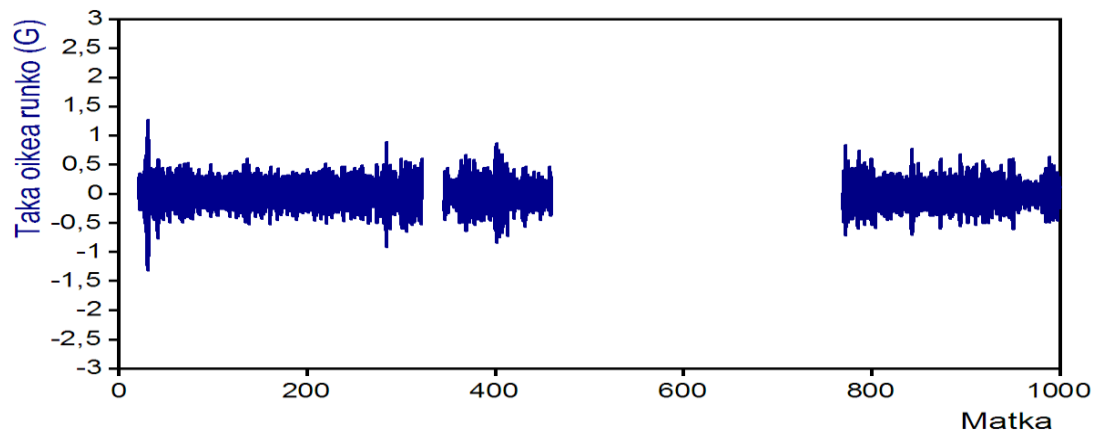


Kuva 44. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, etuakseli vasen 40 km/h.

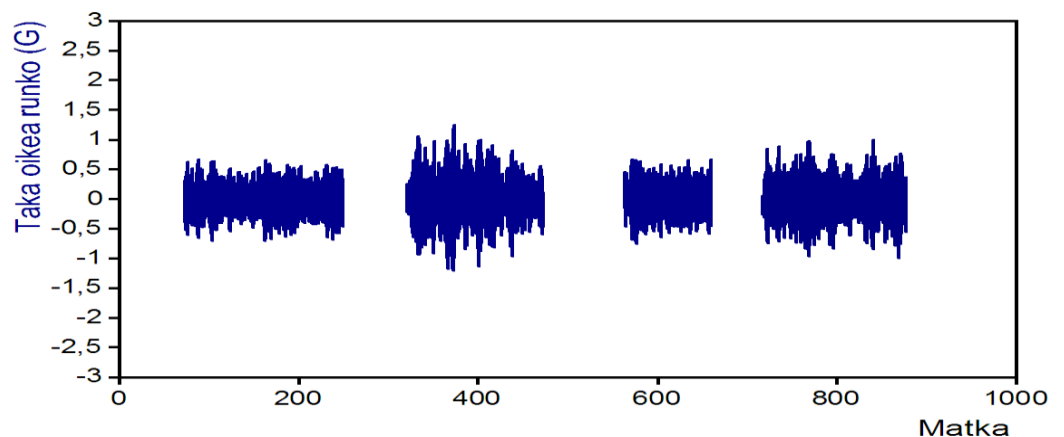
Ajonopeuden vaikutus korostuu epätasaisten kohtien kuten töyssyjen ja kuoppien kohdalla, joissa kiihtyvyyksien huippuarvot ovat 40 km/h nopeudella yli kaksinkertaiset

verrattuna 20 km/h ja 30 km/h nopeuksiin. 20 km/h ajonopeudella on yksi poikkeavan suuri kiihtyvyyden arvo, joka on suurempi kuin yksikään 30 km/h nopeudella mitattu kiihtyvyyden arvo. Kuitenkin, jos yksittäisen töyssyn aiheuttama suuri kiihtyvyyden arvo 20 km/h ajonopeudella jätetään huomioimatta, kiihtyvyyksien suurimmat arvot (piikit) ja tavanomainen kiihtyvyyksien vaihteluvälit kasvavat ajonopeuden kasvaessa. Yksittäinen suuri kiihtyvyyden arvo alhaisella ajonopeudella tosin osoittaa sen, että epätasainen päällyste voi aiheuttaa suuria dynaamisia kuormituksia jo alhaisilla ajonopeuksilla

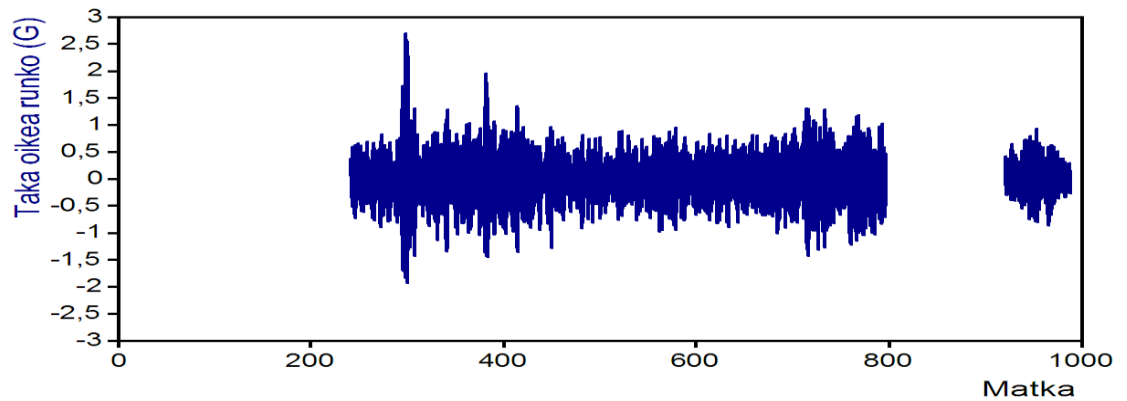
Seuraavaksi tarkastellaan ajonopeuden vaikutusta ajoneuvon runkoon aiheutuviin kiihtyvyyden arvoista. Vertailuun otettiin samat mittauskerrat kuin etuakselin kiihtyvyyksien vertailussa, mutta auton takapään oikeanpuoleisesta runkoanturista. Eli seuraavissa kuvissa on kiihtyvyydet Hämeenkadulta ajonopeuksilla 20 km/h, 30 km/h ja 40 km/h, ajosuunta länteen ja takapään oikeanpuoleinen runkoanturi.



Kuva 45. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, rungon takapää, oikea puoli 20 km/h.



Kuva 46. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, rungon takapää, oikea puoli 30 km/h.

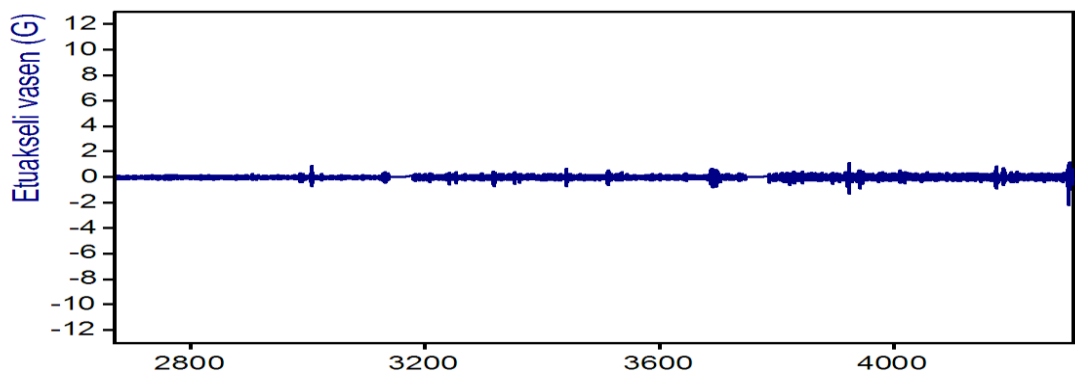


Kuva 47. Bussi 36, Hämeenkatu, suunta länsi, rungon takapä, oikea puoli 40 km/h.

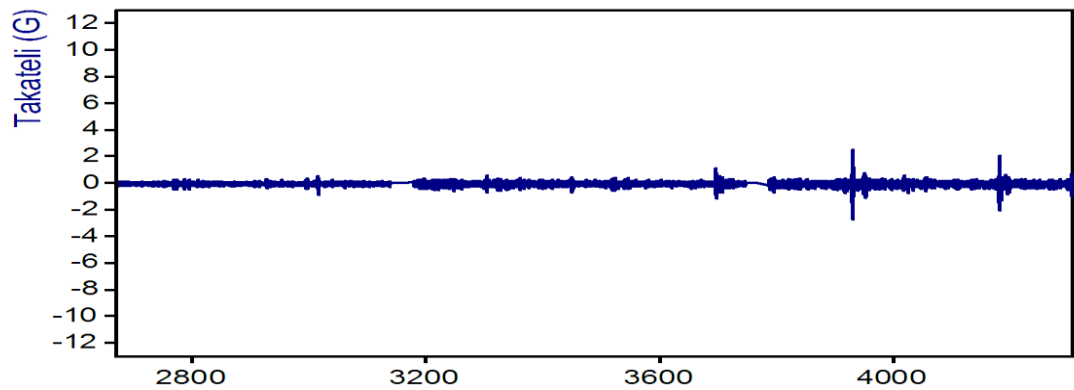
Vertailusta huomataan, että runkoon kohdistuva värinän määrä kasvaa myös ajonopeuden kasvaessa. Osa akselin suurista kiihtyvyyden huippuarvoista suotautuu jousituksen kautta pois runkoon vaikuttavista kiihtyvyyden arvoista. Kiihtyvyyksien arvot seuraavat hyvin akseliin kohdistuvia kiihtyvyyksiä, joka näkyy parhaiten 30 km/h ajonopeuden mittauksista Hämeenkadulla. Kiihtyvyyksien vaihteluvälit akselissa ja rungossa ovat mittauskohdissa 300–500 metriä hyvin samanlaiset verrattuna muihin saman ajonopeuden mittauksiin Hämeenkadulla.

Nuolialantie

Vertailukohteessa hyväkuntoisella Nuolialantiellä eri ajonopeudet on yhdistetty samaan kuvaajaan, sillä tarkka sijainnin määrittäminen ei ole erityisen tärkeää, koska suurimmat kiihtyvyyksien arvot syntyvät kaivonkansien tai muiden poikkeavien epätasaisuuksien kohdilla. Ensimmäisenä vertailussa ovat ajoneuvon etuakselin vasen kiihtyvyysanturi ja takatelillä sijainnut kiihtyvyysanturi eri ajonopeuksilla.



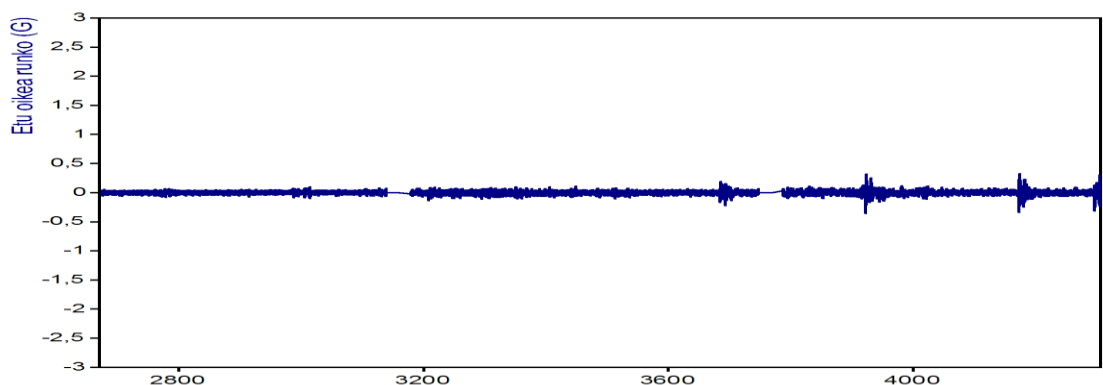
Kuva 48. Bussi 36, Nuolialantie, etuakseli vasen, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).



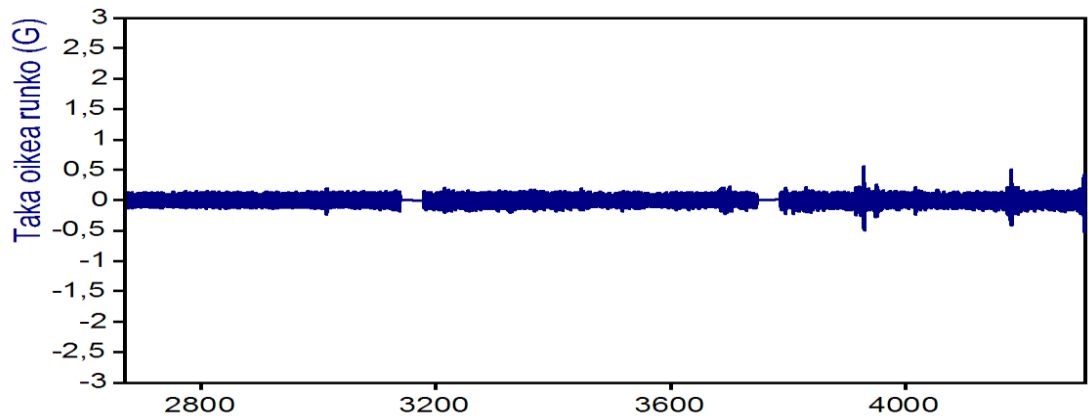
Kuva 49. Bussi 36, Nuolialantie, takateli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

Eri ajonopeudet on eroteltu viivalla, jonka arvo on lähellä 0 G. Ajonopeudet kulkevat vasemmalta oikealle pienimmästä suurimpaan eli järjestyksessä 20km/h, 30km/h ja 40km/h. Hyväkuntoisella asfalttipäällysteellä kiihtyvyyksien vaihteluvälit ja huippuarvot eroavat selvästi Hämeenkadulla syntyneisiin kiihtyvyyksien arvoihin. Nuolialantiella mitattu kiihtyvyyden huippuarvo (noin 3 G) oli alle neljäsosa Hämeenkadulta mitatuista kiihtyvyyden huippuarvosta (yli 12 G). Tavanomaiset kiihtyvyyksien vaihteluvälien erot olivat vielä merkittävämpiä hyväkuntoisen asfalttipäällysteen ja nupukivipäällysteen välillä kuin kiihtyvyyksien huippuarvojen välillä. Nuolialantien mittauksista voidaan erottaa selvästi etuakseliin ja takateliin kohdistuneiden kiihtyvyyksien suuruuserot, jotka selittyvät takatelin keveydellä verrattuna etuakselin massa.

Vastaava Nuolialantiella ajoneuvon runkoon vaikuttavien kiihtyvyyksien vertailu on tehty oikeanpuoleisille runkoantureille ajoneuvon etu- ja takapäältä.



Kuva 50. Bussi 36, Nuolialantie, rungon etupää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

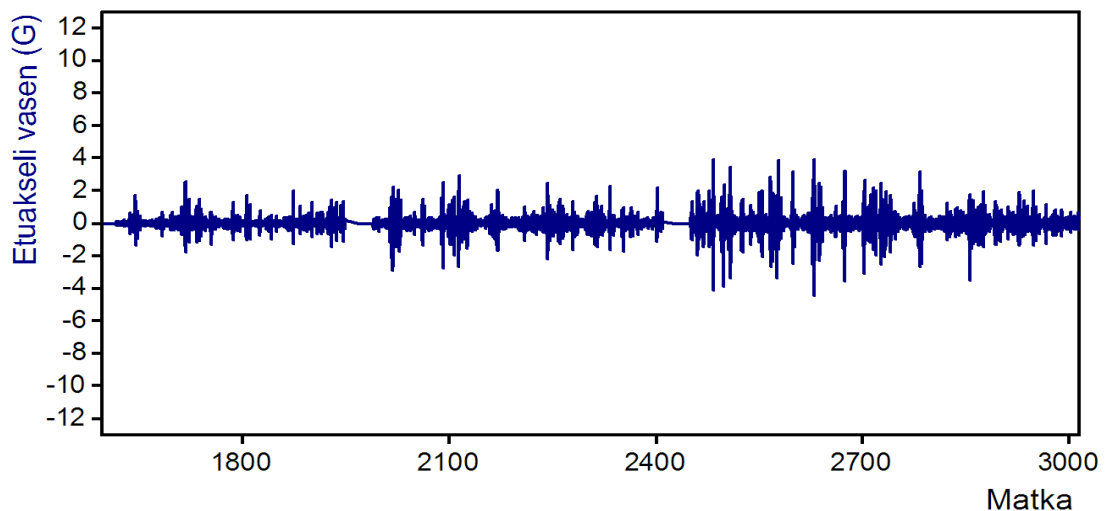


Kuva 51. Bussi 36, Nuolialantie, rungon takapää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

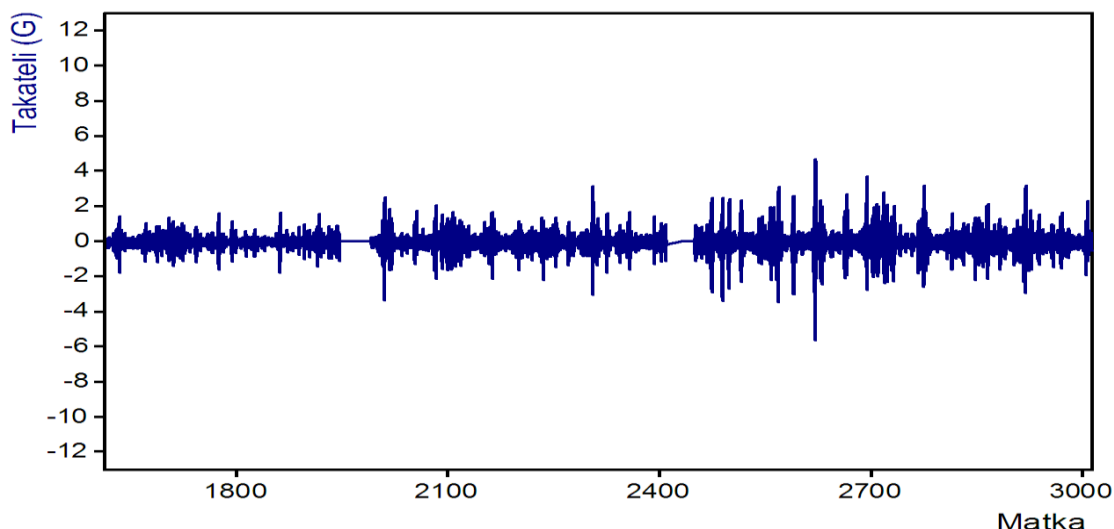
Myös runkoon kohdistuvien kiihtyvyyksien huippuarvojen suuruudet olivat Nuolialantiellä noin neljäsosa Hämeenkadulla mitatuista arvoista, mutta tavanomainen kiihtyvyyksien vaihteluväli eri ajonopeuksilla oli Nuolialantiellä niin pientä, että sitä on jo vaikea havainnoida.

Ahlmannintie

Huonokuntoisella asfalttipäällysteellä eli Ahlmannintiellä kiihtyvyyksimittausten tulokset on esitetty samoin kuin Nuolialantiellä eli eri ajonopeudet on sijoitettu samaan kuvaajaan. Ensin vertaillaan akseleihin kohdistuneita kiihtyvyyksiä.



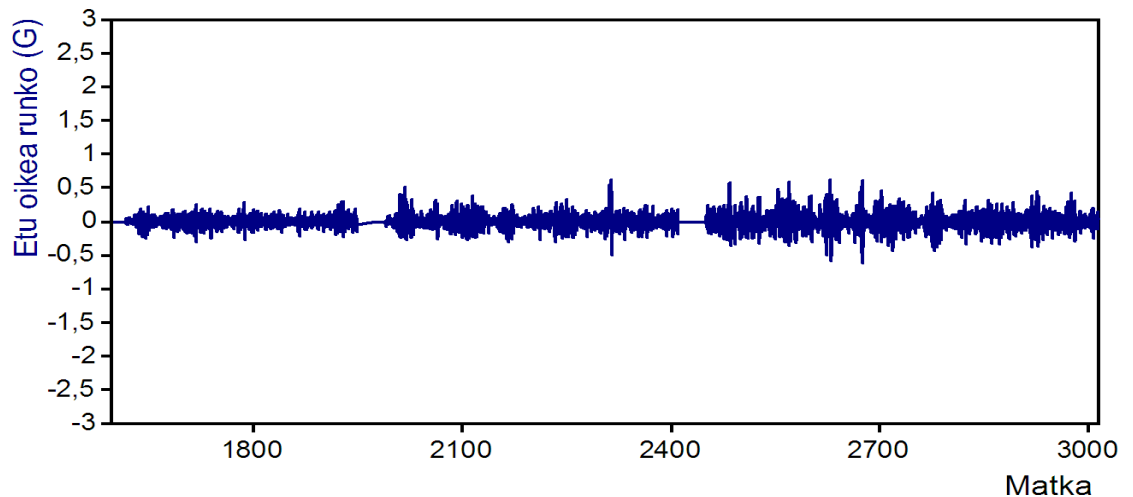
Kuva 52. Bussi 36, Ahlmannintie, etuakseli vasen, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).



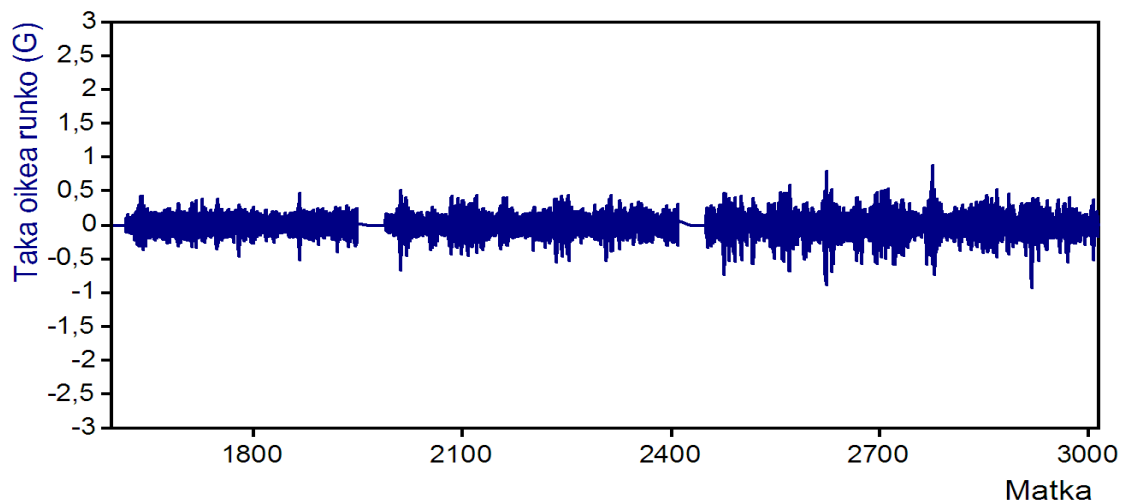
Kuva 53. Bussi 36, Ahlmannintie, takateli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

Huonokuntoisella asfalttipäällysteellä kiihtyvyyssarvojen erot ovat huomattavat verrattuna hyväkuntoisella asfalttipäällysteellä syntyneisiin kiihtyvyyssarvoihin. Kiihtyvyyssarvojen tavanomainen vaihteluväli ja huippuarvot jäävät kauas Hämeenkadulla syntyneistä kiihtyvyyksien arvoista. Asfalttipäällysteellä huomataan selvä eroavaisuus nupukivipäällysteellä syntyneisiin kiihtyvyyden arvoihin. Tavanomainen kiihtyvyyssarvojen vaihteluväli on merkittävästi pienempi asfalttipäällysteillä eli asfalttipäällysteillä haitallisia suuria dynaamisia lisäkuormituksia kohdistuu vain epätasaisiin töyssyihin ja kumpuihin. Vastaavasti nupukivipäällysteellä koko päällysrakenteeseen kohdistuu kauttaaltaan suuria dynaamisia lisäkuormituksia, joiden lisäksi erittäin suuria lisärasituksia esiintyy suurimpien epätasaisuuksien kohdilla.

Verrataan vielä Ahlmannintiellä ajoneuvon runkoon kohdistuneita kiihtyvyyssarvoja eri ajonopeuksilla.



Kuva 54. Bussi 36, Ahlmannintie, rungon etupää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).



Kuva 55. Bussi 36, Ahlmannintie, rungon takapää, oikea puoli, 20km/h (vasemmalla), 30km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

Ahlmannintiellä ajoneuvon runkoon kohdistuvien kiihtyvyyksien arvot kasvavat ajoneuvon kasvaessa. Kaiken kaikkiaan rungon ja akselien kiihtyvyyksien huippuarvojen suhde on hyvin lähellä toisiaan asfalttipäällysteillä ja nupukivipäällysteellä. Nupukivipäällysteellä tosin kiihtyvyyksien arvot ovat jo niin suuria, että niiden vaikutus dynaamiseen lisäkuormaan on merkittävä.

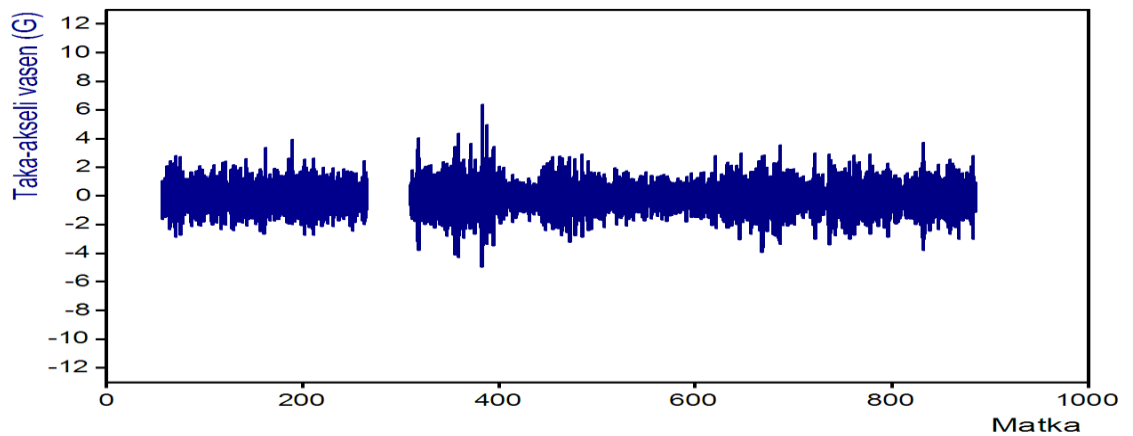
Karkea arvio dynaamisesta lisäkuormasta nupukivipäällysteellä voidaan laskea bussin etuakselin massan aiheuttamasta staattisesta kuormasta (noin 70 kN) ja arvioidusta vapaasta akselin massasta (akseli + renkaat ≈ 400 kg) kerrottuna kiihtyvyydellä. Dynaaminen lisäkuorma on noin 40 kN laskettuna hetkellisellä 10 G kiihtyvyydellä. Tämä tarkoittaa lähes 60 % hetkellistä lisäkuormitusta alla oleville katurakenteille, mikä on

linjassa dynaamisen lisäkuormituksen arvioidusta suuruudesta erittäin epätasaisella tieosuudella. Jos arvioidaan jatkuvaa dynaamista lisäkuormitusta Hämeenkadulla tavanomaisesta kiihtyvyyden vaihteluväliltä 2,5–3,0 G, on se noin 14–17 % staattisesta kuormasta.

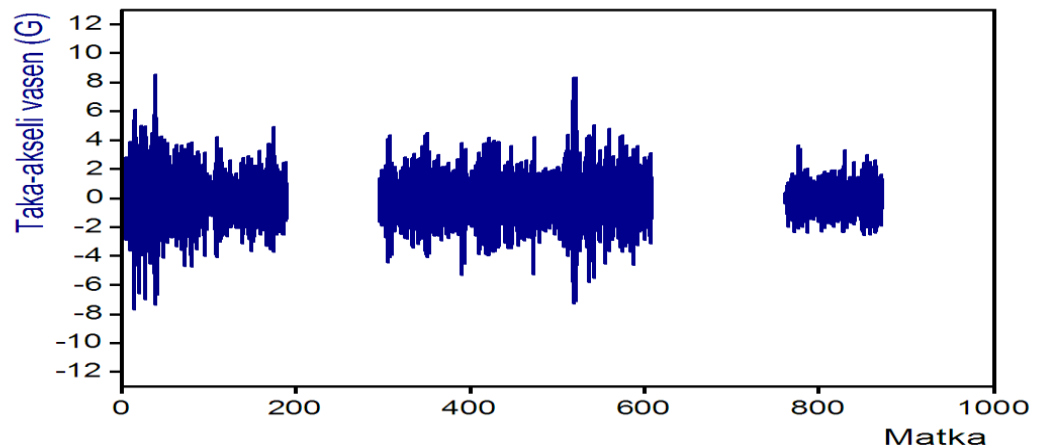
7.2.2 Bussista 51 mitatut kiihtyvyydet

Hämeenkatu

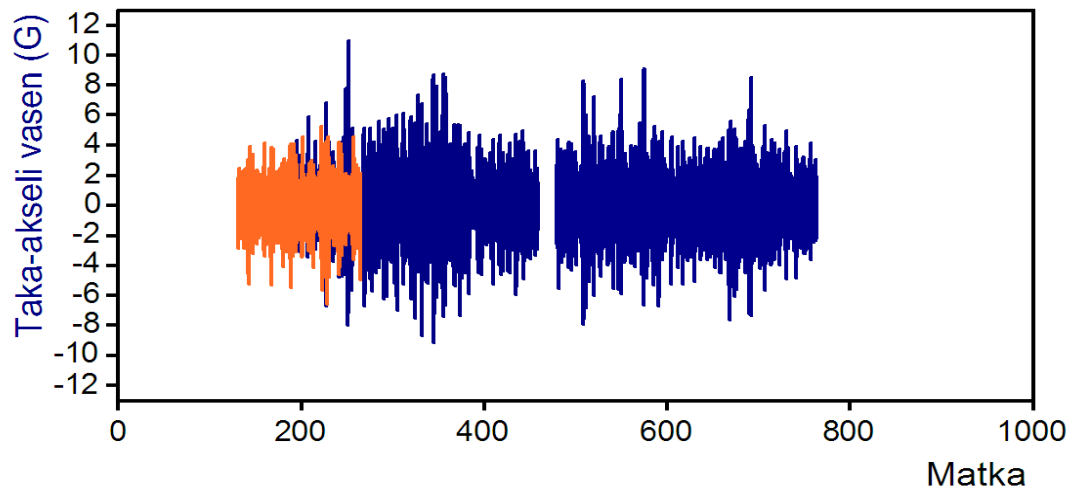
Bussilla 51 eli kaksiakselisella linja-autolla vertaillaan taka-akseliin kohdistuneita kiihtyvyyden arvoja eri ajonopeuksilla. Seuraavissa kuvissa eri mittauskerrat on eritelty samoin kuin kiihtyvyydsmittauksissa bussilla 36 eli tyhjä kohta mittauksen väleissä erottaa eri mittauskerrat. Koordinaatisto on sama kuin bussin 36 mittauksissa eli 0-piste sijaitsee Hämeenkadulla Hämeenpuiston päädyssä.



Kuva 56. Bussi 51, Hämeenkatu, taka-akseli, suunta länsi, ajonopeus 20km/h.



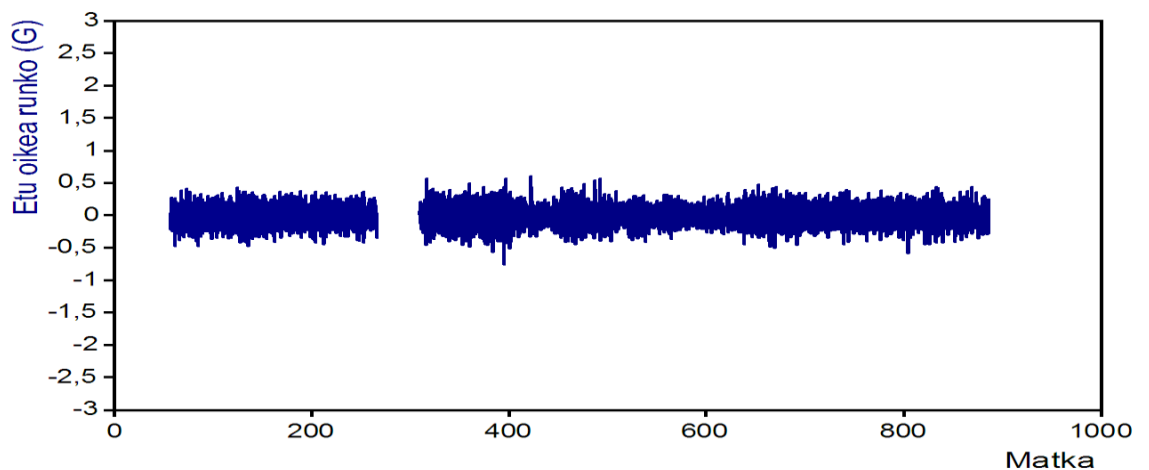
Kuva 57. Bussi 51, Hämeenkatu, taka-akseli, suunta länsi, ajonopeus 30km/h.



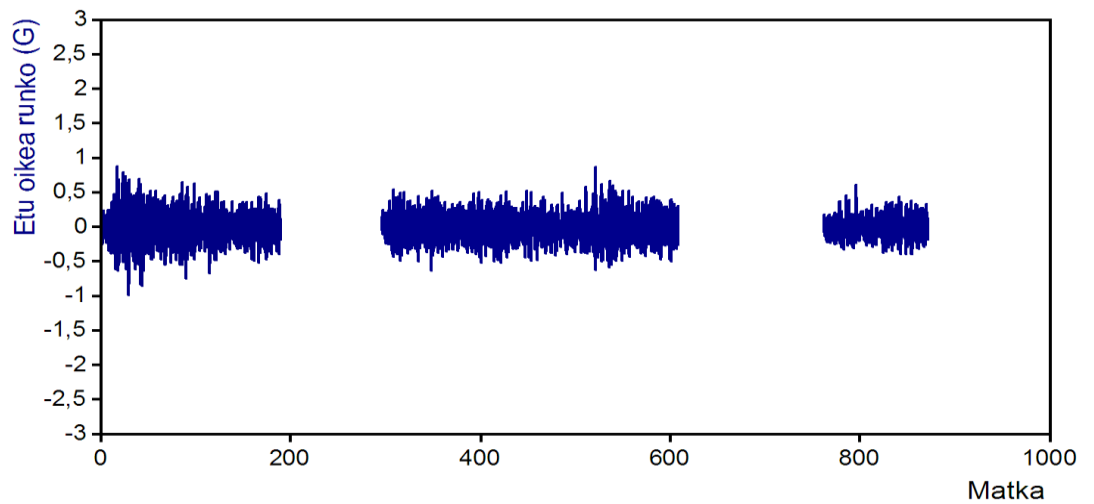
Kuva 58. Bussi 51, Hämeenkatu, taka-akseli, sininen suunta itä ja oranssi suunta länsi, ajonopeus 40km/h.

Ajonopeuden kasvaessa akseliin kohdistuneet kiihtyvyyksien arvot noin kaksinkertaistuvat kun ajonopeus kaksinkertaistui. Tavanomainen kiihtyvyyssarvojen vaihteluväli 40 km/h ajonopeudella oli yhtä suurta kuin 20 km/h ajonopeuden kiihtyvyyden huippuarvot. Kiihtyvyyksien huippuarvot olivat nopeudella 20 km/h $\approx 6,5$ G, 30 km/h $\approx 8,5$ G ja 40 km/h ≈ 11 G.

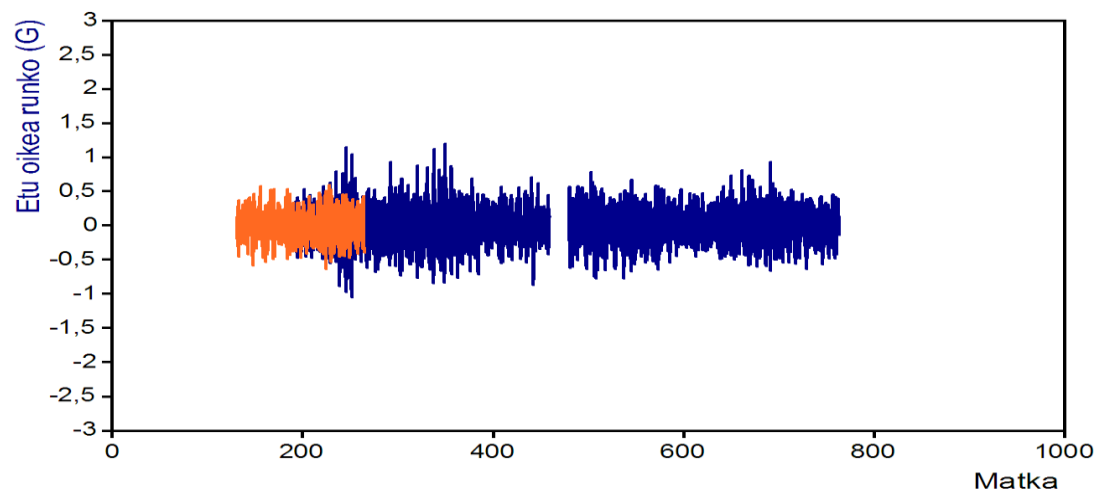
Vastaava vertailu ajoneuvon runkoon kohdistuneista kiihtyvyyden arvoista Hämeenkadulla on toteutettu etupään oikeanpuoleisesta runkoanturista. Mittauskerrat ovat samat kuin akseliin kohdistuneiden kiihtyvyyksien vertailu kuvissa 56,57 ja 58.



Kuva 59. Bussi 51, Hämeenkatu, rungon etupää, oikea puoli, suunta länsi, ajonopeus 20km/h.



Kuva 60. Bussi 51, Hämeenkatu, rungon etupää, oikea puoli, suunta länsi, ajonopeus 30km/h.

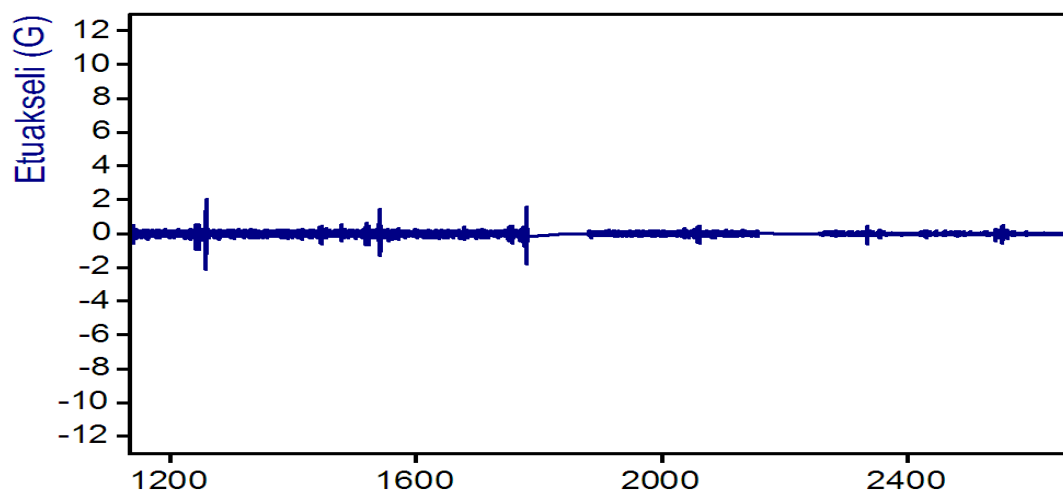


Kuva 61. Bussi 51, Hämeenkatu, rungon etupää, oikea puoli, sininen suunta itä ja oranssi suunta länsi, ajonopeus 40km/h.

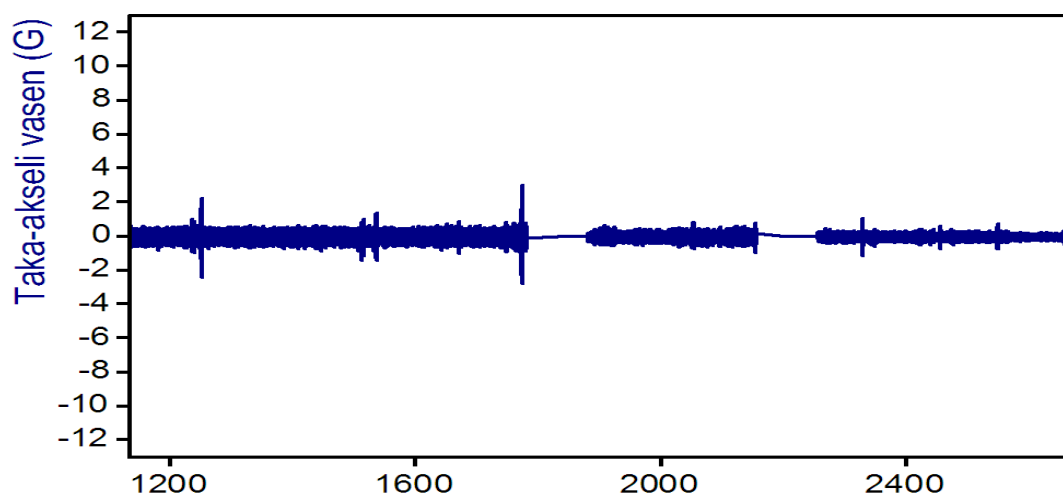
Runkoon kohdistuvat kiihtyvyydet ovat hyvin samankaltaisia kuin bussilla 36 mitatut kiihtyvyyksien arvot. Kiihtyvyyksien huippuarvot kasvavat lähes samassa suhteessa kuin akseliin kohdistuvat kiihtyvyyksien huippuarvot eli ajonopeudella 20 km/h \approx 0,6–0,8 G, 30 km/h \approx 0,8–1,0 G ja 40 km/h \approx 1,0–1,2 G.

Nuolialantie

Hyväkuntoisella asfalttipäällysteellä eli Nuolialantiellä suoritetut mittaukset on raportoitu samoin kuin bussilla 36, mutta sillä poikkeavuudella, että ajonopeudet alkavat 40 km/h ja pienenevät oikealle päin mentäessä. Vertailussa ensin ovat etu- ja taka-akselin kiihtyvyyksien vertailu.

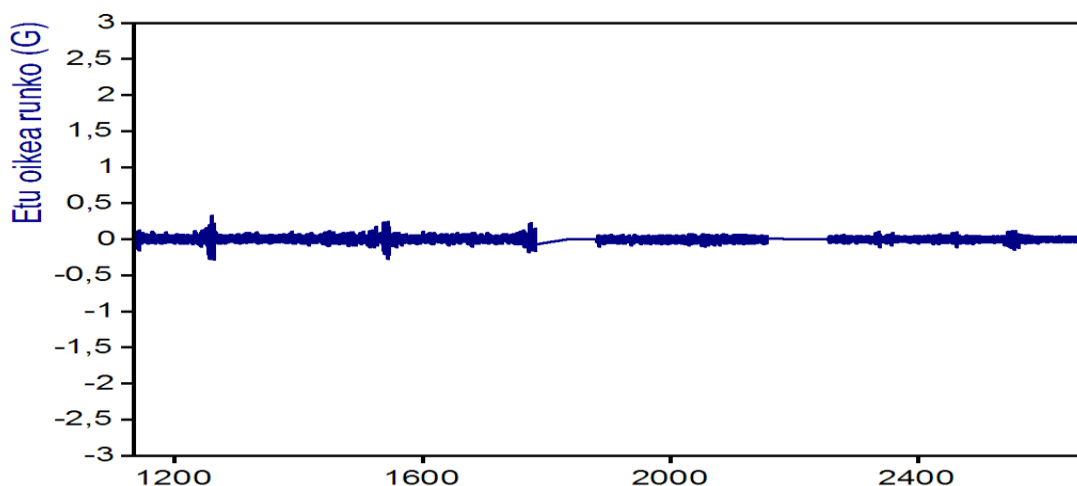


Kuva 62. Bussi 51, Nuolialantie, etuakseli, ajonopeudet 40 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 20 km/h (oikealla).



Kuva 63. Bussi 51, Nuolialantie, taka-akseli, ajonopeudet 40 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 20 km/h (oikealla).

Tulokset ovat hyvin samanlaisia kuin bussilla 36 eli yksittäiset huippuarvot poikkeavat suuresti tavanomaisesta kiihtyvyyksien vaihteluvälistä, mitkä johtuvat yksittäisistä päällysteen epätasaisuuksista. Vastaava vertailu samoilla mittauskerroilla on toteutettu etupään runkoakselille, tulos on esitetty kuvassa 64.

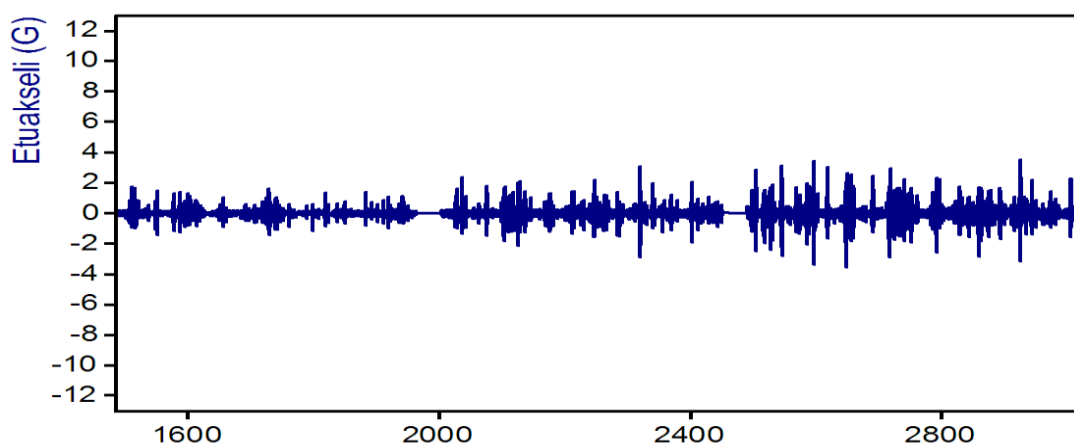


Kuva 64. Bussi 51, Nuolialantie, rungon etupää, oikea puoli, ajonopeudet 40 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 20 km/h (oikealla).

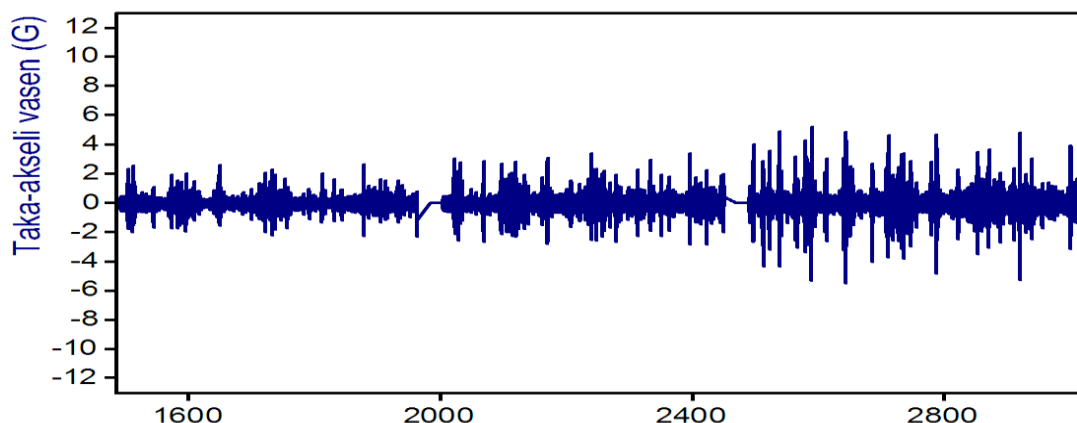
Kiihtyvyyden huippuarvot ja tavanomainen kiihtyvyyksien vaihteluväli ovat lähes täysin samanlaisia kuin bussilla 36 mitatut kiihtyvyyksien arvot. Runkoon ja akseliin kohdistuvat kiihtyvyydet seuraavat tarkasti toisiaan samoissa mittauspisteissä.

Ahlmannintie

Vertaillaan vielä huonokuntoisen asfalttipäällysteen eli Ahlmannintiellä suoritettuja kiihtyvyyksimittauksia bussilla 51. Ensin vertaillaan akseleihin kohdistuneita kiihtyvyyksien arvoja eri ajonopeuksilla 20 km/h, 30 km/h ja 40 km/h.



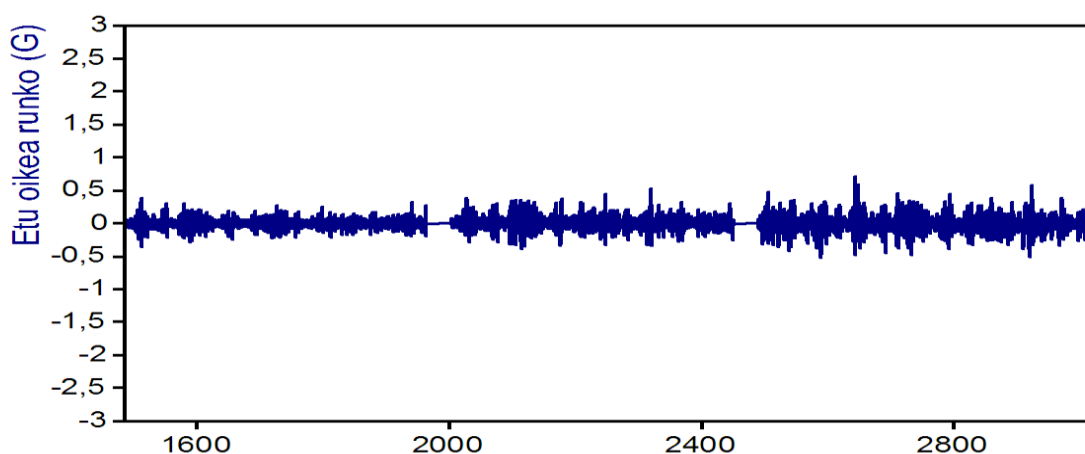
Kuva 65. Bussi 51, Ahlmannintie, etu akseli, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).



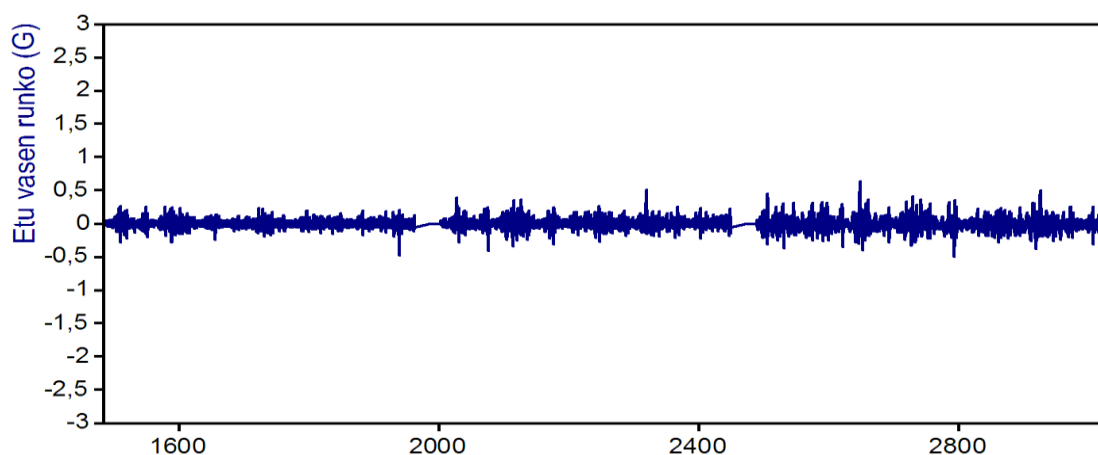
Kuva 66. Bussi 51, Ahlmannintie, taka-akseli vasen, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

Huonokuntoisella asfalttipäällysteellä bussin 51 akseleihin kohdistuneet kiihtyvyyksien arvot ovat hyvin samankaltaisia kuin bussilla 36. Kiihtyvyyksien huippuarvot ovat suuruusluokaltaan lähes samat eri bussien vertailussa. Kiihtyvyyksien huippuarvot ovat nupukivipäällysteellä noin kaksi kertaa suurempia kuin huonokuntoisella asfalttipäällysteellä syntyneet kiihtyvyyksien huippuarvot. Samoin kuin bussilla 36 Ahlmannintiellä akselien kiihtyvyyksien tavanomainen vaihteluväli on hyvin pieni, mutta yksittäiset huippuarvot verrattain suuret.

Katsotaan vielä Ahlmannintiellä ajoneuvon rungon etupäähän syntyneitä kiihtyvyyden arvoja eri ajonopeuksilla.



Kuva 67. Bussi 51, Ahlmannintie, rungon etupään, oikea puoli, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).



Kuva 68. Bussi 51, Ahlmannintie, rungon etupään, vasen puoli, ajonopeudet 20 km/h (vasemmalla), 30 km/h (keskellä) ja 40 km/h (oikealla).

Kiihtyvyyksien suuruusluokka on sama kuin bussilla 36 ja kiihtyvyyksien arvot vaihtelevat samankaltaisesti. Kiihtyvyyksien suuruusluokka verrattuna Hämeenkadulla mitattuihin kiihtyvyyksien arvoihin on samassa suhteessa myös bussilla 51. Bussilla 51 mitatut akseleihin kohdistuneet kiihtyvyyksien huippuarvot ajonopeudella 40 km/h olivat Hämeenkadulla noin 10 G, Ahlmannintiellä noin 5 G ja Nuolialantiellä noin 3 G. Vastaavasti runkoon kohdistuneet kiihtyvyyksien huippuarvot 40 km/h ajonopeudella olivat Hämeenkadulla noin 1,2 G, Ahlmannintiellä noin 0,7 G ja Nuolialantiellä noin 0,4 G eli kiihtyvyydet kasvoivat lähes samassa suhteessa akselien ja runkoon kohdistuneiden kiihtyvyyksien osalta.

8. YHTEENVETO

8.1 Pohdintaa

Kaikesta kerätystä materiaalista ja eri tutkimusmenetelmien tuloksista voidaan päätellä, että Suomessa ei ole kunnollista kiveysten suunnitteluohjetta raskaan liikenteen alueille. Selvityksen osalta voidaan myös todeta, että melko vähän on yritetty tehdä asian korjaamiseksi, niin Suomessa kuin verrokkimaissakin. Suomessa ehkä yleisin kiveyksen kestävyuden parantamiseksi tehty ”korjaustoimenpide” on liikenteen rajoittaminen luonnonkivipäällysteisillä alueilla. Luonnonkivipäällyste on monimutkainen rakennekokonaisuus, jonka toimintaa ei ole yhtä helppo kuvata/ mallintaa/ suunnitella kuin normaalia asfalttipäällysteistä ajorataa.

Kyselytutkimuksessa ja verrokkimaiden tarkastelussa esiin nousi sitomattoman kiveysrakenteen lähes ylivoimainen osuus verrattuna sidottujen kiveysten määrään. Näyttää siltä, että alueet, joilla liikennemäärät ovat selvästi kasvaneet, kiveysrakenne on vaihdettu asfalttipäällysteeksi ja säästetyt kiveykset ovat edelleen alkuperäisessä muodossaan. Säästettyjen kiveysten liikennemäärät ovat varmasti myös kasvaneet, mutta rakenteellisesti niiden kestävyuden eteen ei ole tehty merkittäviä innovaatioita sitten alkupe-
räisen rakentamisen. Säästetyt kiveykset sijaitsevat yleensä hyvin keskeisillä paikoilla (kaupunkien keskustat), mikä vaikuttaa myös mahdollisuuksiin kiveysrakenteen muutokseen (mahdollinen suojelukohde). Luonnonkivipäällyste jakaa mielipiteitä, sillä palvelutaso on yleensä huomattavasti asfalttipäällystettä huonompi, mutta samaa arvokkuutta ja symbolista alueen tärkeyttä korostavaa materiaalia ei ole markkinoilla. Asfalttipäällysteitä arvostellaan oikeastaan ainoastaan niiden palvelutason mukaan, mutta luonnonkivipäällysteitä arvioidaan aina myös visuaalisen ilmeen kannalta. Suosituksiin on yritetty huomioida asiat, jotta luonnonkivipäällysteillä olisi mahdollisuus saavuttaa nämä molemmat. Suositusten pääpaino on kuitenkin rakenteen pitkäaikaiskestävyydessä raskaan liikennekuormituksen alaisena.

Selvityksessä tarkasteltiin Suomessa yleisintä kiveysten rakenneratkaisua eli sitomattomaa kiveystä. Yksinkertaisella mallinnuksella voidaan todeta, että sitomattomalla asennusmateriaalilla on raskaan kuormituksen alla huonot mahdollisuudet kestää pitkäikäisenä rakenteena. Vaikka mallinnuksessa ei varsinkaan kiveyksen osalta ole täysin todennukaisia materiaaliparametreja, voidaan rakenteen kestävydestä vetää suuntaviivoja, koska mallinnus on toteutettu muilta osin oikeilla tiensuunnittelussa käytettävillä mitoitusparametreilla ja laskentatavoilla.

Suomessa sitomattoman kiveysrakenteen heikkoutena on asennusmateriaalin laaja raakeisuusohjealue, jonka sisälle mahtuu mitoitusparametreiltaan merkittävästi toisistaan poikkeavia materiaaleja. Asennusmateriaalille on ohjeissa vaatimuksia raekokoja-kauman ja vedenimeytymisen osalta, mutta kovuuden (murentumisen) osalta ei ole määritettyä testausmenetelmää. Tähän asiaan mallia voisi hakea Saksan tai Yhdysvaltojen materiaalitesteistä asennushiekkamateriaalille.

Suomessa sidottujen rakenteiden vähyys yllätti, sillä kiveysten rakennusohjeissa suositeltiin sidottua rakennetta suurille liikennemäärille ja raskaalle liikenteelle. Esimerkiksi Norjassa suositeltiin sidottua rakennetta, jos liikennemäärä on yli 5 000 ajon/vrk. Kyse-lytutkimuksessa ja kirjallisuuslähteissä maakostea betonin pidettiin hyvin epäkäytännöllisenä sen rakennusteknisten erikoispiirteiden kuten sitoutumisajan, massan sementti-vesisuhteen ja tiivistyksen takia. Katualueella kunnallistekniikan korjaus ja huolto vaikeutuvat selvästi, kun sidotut kerrokset kaivetaan auki. Kuitenkin hyvin usealla alueella oli käytetty sidottua kantavaa kerrosta, joka myös kaivetaan auki kun huoltotoimenpiteitä suoritetaan katurakenteen alla. Ongelmaksi todennäköisesti muodostuikin sidottujen materiaalien (yleensä betonin) vaatima pitkä sitoutumisaika, joka väistämättä vaikeuttaa liikenteen normaalia kulkua.

Koska kunnollista sidottu vs. sitomaton kiveys -vertailua ei ollut mahdollista toteuttaa käytännössä, voidaan kirjallisuuslähteiden pohjalta todeta sidotun kiveyksen soveltuvan paremmin suuren liikennemäärän ja raskaan liikenteen alueille (Mesimäki 1994, Naturs-ten-Utemiljö 2007, Natustein-Utemiljø 2013, SCOTS 2004). Myös masuunihiekalla rakennettu suojatiekiveyksen hyvä kunto Tampereen Hämeenkadulla yhden vuoden kuormituksen jälkeen puoltaa sidottua rakennetta.

Suojatien kuntotarkastuksessa huomattiin muun Hämeenkadun nupukivipäällysteen kärsivän saumaushiekan kulumisesta erityisesti kadun reunoilla. Hulevedet luonnolli- sesti valuvat kaadon suuntaisesti ja tämä selvästi on kuluttanut nupukivipäällysteen saumoja kadun reunoista. Ongelmalliseksi tämä asia muodostuu linja-autoliikenteen pysäkkien kohdalla, jossa linja-auto pysähtyy aivan kadun reunaan heikentyneelle ki- veyksen osalle. Kiveyksen reunoissa oli havaittavissa kivien vaakasuuntaista liikettä ajourien kohdalla nk. aaltomaiseksi. Hulevedet kuljettavat myös imeytyessään rakentee- seen hienontunutta asennus- ja saumausmateriaalia, mutta voivat myös mörähdä raken- teessa pumpata materiaalia kuormituksen vaikutuksesta. Tämä korostuu varsinkin hei- kolla asennushiekkamateriaalilla, mikä huonon kantavuuden ja paksun kerroksen vuoksi mahdollistaa suuremmat muodonmuutokset kuin hyvin kantava materiaali.

Paksun asennushiekkakerroksen ongelmana on huono tiivistyminen verrattuna ohuem- paan kerrokseen. Tämä puoltaa myös tasapaksuisten kivien käyttöä, jolloin ei ole pakko käyttää ohjeista poiketen paksumpaa asennushiekkakerrosta. Kiveys kuitenkin tiiviste- tään valmiin kiveyksen päältä, jolloin asennushiekan tiivistymisellä on huomatta ero onko kiven alla 150 mm vai 50 mm asennushiekkaa. Tasapaksuiset kivet varmistavat

myös yhtä syvät saumat, jolloin saumojen tukipinnat ovat yhtäläiset koko kiveyksellä, eikä kiveykseen jää heikkoja kohtia. Ongelmia muodostuu kun matalamman kiven kohdalla paksu asennushiekkakerros on huonosti tiivistynyt ja kivellä on pienempi tukipinta-ala verrattuna paksumpiin kiviin. Kaiken tämän lisäksi saumaushiekan kuluminen kyseisestä kohdasta tekee kiveyksen erittäin vaurioherkäksi. Tasakokoisilla kivillä ja suuremmalla kiven koolla varmistetaan koko kivetyksen yhtäläinen kyky (tasalaatuisuus, saumat ja asennushiekka kerroksen paksuus) vastustaa kuormituksen aiheuttamia deformaatioita.

Kahden kaupunkiliikenteen linja-auton rakenteista tehtyjen kiihtyvyyksimittausten perusteella voidaan todeta se, että dynaaminen lisäkuormitus nupukivipäällysteellä on karkeasti arvioiden hetkellisesti yli 50 % ja jatkuvana lisärasituksena hieman alle 20 % staattisesta kuormasta. Tämä on erittäin haitallista jo vaurioituneelle rakenteelle ja lisäkuormitus nopeuttaa merkittävästi päällysrakenteen deformaatioita. Tiedostaen raskaan kuormituksen vaikutukset päällysrakenteiden kestävyysasteen ovat nupukivirakenteet Suomessa kestävyysasteen osalta selkeästi alimitoitettuja.

8.2 Suositukset

Tässä osiossa on koottuna tämän diplomityön perusteella suositeltavat nupu- ja noppakivipäällysteiden rakenteita koskevat huomiot kestävästä päällysteestä aikaansaamiseksi raskaan liikenteen alueille.

- Sitomattoman asennushiekkamateriaalin hienoainespitoisuus ($< 0,063$ mm) tulisi minimoida. Suositeltava hienoainespitoisuus olisi muiden verrokkimaiden tavoin 0–3 %. Karkealla materiaalilla oli mallinnuksessa huomattavasti parempi kuormituskestävyys puristusmuodonmuutosta vastaan.
- Sitomattomilla kiveyksillä saumaushiekan lisäämistä suositellaan aina tarvittaessa. Tämän takia kiveysten kuntotarkastuksia suositellaan olevan useammin.
- Nupukivien käyttöä suositellaan ennemmin kuin noppakiviä raskaan liikenteen alueille. Nupukivien pitäisi mielellään olla tasalaatuisia koon ja pintakäsittelyn osalta. Suositellaan sahattuja kivit tuotteita, jotka ovat karhennettu pintakäsittelyllä ja mahdollisimman suurta kiven kokoa. Tasakokoisilla kivit tuotteilla asennushiekan paksuus voidaan myös pitää ohjeellisessa paksuudessa eli noin 50 millimetrissä.
- Raskaan liikenteen alueille suositellaan sidottua kiveysrakennetta. Masuuni-hiekkalla rakennettu koekohde on erittäin lupaava menetelmä. Muovisidonnaisista saumausaineista epoksi-hartsipohjaiset materiaalit ovat ainakin soveltuvia myös raskaalle liikenteelle. Sidosmateriaalilla täytyy olla riittävä lujuus (puristus- ja vetolujuus), kuten verrokkimaissa oli käytetty huomattavasti Suomen

maakostea betonia lujempia sidosaineita. Tärinämittaukset osoittivat sitomattoman rakenteen olevan selkeästi alimitoitettu rakenne raskaan liikenteen alueille.

- Kiveystöiden ammattitaitoon ja työnvalvontaan suositellaan suurempaa panostusta tasalaatuisen kiveyksen saavuttamiseksi.
- Ladontakuvion osalta tiililadonta vaikuttaa toimivalta ratkaisulta, kunhan kiveys on yhtenäinen muilta rakenneosilta. Tiililadonta on kaikkein yleisin ladontamalli nupukivipäällysteillä, eikä kunnollista vertailua voitu tehdä eri ladontakuvioiden osalta. Tärkeintä on minimoida pitkät liikenteen suuntaiset saumat.

Suosituksen perusteella rakennettu kiveys on tasalaatuinen kaikkien rakenneosien osalta, mikä varmistaa näin kestävän kiveyksen. Suosituksissa on huomioitu molempiin rakennetyyppeihin eli sitomattomiin ja sidottuihin kiveysrakenteisiin liittyviä näkökohtia.

Kivilaattojen käyttöön ei ole otettu suoraan kantaan niiden korkean hankintahinnan takia, mutta massiiviset ja tarpeeksi paksut kivilaatat toimivat suurten nupukivien tapaan elleivät jopa paremmin raskaan kuormituksen alla. Laatoilla rakennettu kiveys on myös tasaisempi kuin nupukivillä rakennettu kiveys, mutta kivipinnan nopea kuluminen liukkaaksi voi aiheuttaa vaaratilanteita. Kivilaataalla on myös suuri halkeamisvaara verrattuna nupu- tai noppakiviin. Jos kivilaatta on riittävän paksu toimiakseen puristuksen kautta (sivumitan suhde paksuuteen < 3) ja näin ollen katsotaan soveltuvaksi liikennöidylle alueelle, voidaanko vielä puhua kivilaatasta vai pitäisikö jo puhua kiviblokista. Esimerkiksi kivitoot 450*450*150–200 mm tai 450*600*200–250 mm (sivumitta*sivumitta*paksuus) ovat jo työteknisesti varsin haastavia käsitellä, eivätkä työmenetelmät tällöin enää vastaa normaalin nupu- ja noppakivipäällysteen rakentamista.

LÄHTEET

Adhikari Sudip L. Structural Performance Evaluation of Interlocking Concrete Pavement Crosswalk Designs. Master thesis: University of Waterloo, Ontario, Canada 2008.

ATB Väg 2005. Kapitel C Dimensionering. Trafikverket, 2005.

Beatty Anthony N.S. Predicting the performance of bedding sands. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/2253>. 4th International Conference on Concrete Block Paving, Auckland, New Zealand 1992.

Beatty Anthony N.S. Bedding sands for concrete block pavements subject to heavy channelized loading. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/2672>. Road military college, Workshop On CBP, Canada, 1996.

Betoni.com. Rakenteen mitoitusparametrit. [WWW]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/betonituotteet/raskas-liikenne/mitoitus/rakenteen-mitoitusparametrit>. Viitattu 19.8.2015.

Betonitieto. Betoni- ja luonnonkivituotteet päällysrakenteena. Suomen kuntatekniikan yhdistys, julkaisu 14, Forssa, 1997.

DMRB (Design manual for Road and Bridges). HD 24/06 Volume 7, Section 2, Part 1, 2006. Saatavissa: <http://www.standardsforhighways.co.uk/dmr/vol7/section2/hd2406.pdf>.

Glasare Gunilla & Westman Bengt. Fogmaterial för markbeläggningar. Sveriges Kommuner och Landsting, 2008.

Hassani Abolfazl & Jamshidi Ali. 2006. Modeling and structural design of a concrete block pavement system. 8th International Conference on Concrete Block Paving, November 6-8, San Francisco, California USA.

Helsingin Kaupungin Rakennusvirasto (HKR). Asfalttipäällysteiden valinta. Katu- ja puisto-osasto 2008.

ICPI Tech Spec 4. Structural Design of Interlocking Concrete Pavement for Roads and Parking Lots. Interlocking Concrete Pavement Institute (ICPI), 2014.

InfraRYL 2012. Rakennustiedon tietopalvelu InfraRYL Net. Lisenssisopimus: Tampereen Teknillinen Yliopisto (TTY).

Katu 2002. Katusuunnittelun ja –rakentamisen ohjeet. ISBN 952-9710-06-2. Gummerus Kirjapaino Oy, Jyväskylä 2003.

Kettunen Mikko. Selvitys betonikivien kulutuskestävyydestä ja soveltuvuudesta ajoneuvoliikenteen alueille. Diplomityö, Aalto-yliopisto, Espoossa, 2012.

Koch Carsten. Block pavement construction and design. Fachhochschule Köln, Cologne University of Applied Sciences. SEPT-Workshop(PPT.) 2011.

Kortelainen Tiina. Kiveyksen saumauskoe; Oikea saumausaine oikeaan paikkaan. Opinnäytetyö, Hämeen ammattikorkeakoulu, Lepaa, 2014.

Kuronen Artturi. Kuntotutkimukset luonnonkivipäällysteen korjaustarpeen arviointiin. Diplomityö, Aalto-yliopisto, Espoossa 2011.

Li Peng, Fairfield Charles ja Fordyce Derek. Design advice for rigid highway pavements constructed in natural stone. Volume 165 Issue CM3, pages 135–144. Institution of civil engineering (ICE) 2012.

McHale Michael J. Stone paving for heavier traffic loads. Volume 159 Issue ME2, pages 63–69. Institution of civil engineering (ICE) 2006.

Mesimäki Pekka. Luonnonkivirakenteiden suunnitteluohje. ISBN 951-97026-0-1. Kiviteollisuus ry, Karprint Ky 1994.

Mesimäki Pekka. Kiviteknologia 4; Luonnonkivituotteiden asennustekniikka. Saatavissa: http://www03.edu.fi/oppimateriaalit/kiviteknologia/kt4_asennustekniikka.pdf. Espoossa, 2002.

Mörönen Lasse, Pitkänen Pertti ja Salparanta Liisa. Luonnonkiviset tasokiveykset. IR37-IR13/2001-osa 2/3. VTT Rakennus- ja yhdyskuntateknikka, 2001.

Natursten-Utemiljö. [WWW]. Saatavissa: http://media.sten.se/2011/12/Natursten_Utemiljo.pdf. Sverigesstenindustrieförbund, 2007.

Natustein-Utenmiljø. [WWW]. Saatavissa: http://www.norskbergindustri.no/om-norsk-bergindustri/brosjyrer/_attachment/77062?_ts=13f188cf6a5. Norsk bergindustri, 2013.

NBIF. Belegningsprodukter på veier og plasser; Dimensjonering og utførelse. Norsk Betongindustrieförening, Oslo, 2000.

Panda, B.C. & Ghosh, A.K. 2002a. Structural behavior of concrete block paving. I: Sand in bed and Journal of Transportation Engineering. Vol. 128, No. 2. s. 123-129.

Panda, B.C. & Ghosh, A.K. 2002b. Structural behavior of concrete block paving. II: Concrete blocks. Journal of Transportation Engineering. Vol. 128, No. 2. s. 130-135.

Pihlajamäki Jari. Liikennekuorman laskeminen. TPPT Menetelmäkuvaus. VTT Rakennus- ja Yhdyskuntatekniikka. Tiehallinto, Espoo 2001.

Pintakäsittelyn vaikutus ulkonäköön. [WWW]. Viitattu: [18.6.2015] Saatavissa: <http://www.polargranit.fi>

Riikonen Mikko. Telimassojen korottamisen vaikutus tierakenteen vasteisiin. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä, Liikennevirasto, Helsinki 2014.

RStO 11. Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Stand: 07.11.2010, julkaistu 2011.

Schneider Wulf. Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für das Straßenbauer und Pflastererhandwerk. www.pflasterberatung.de 05.2008.

SCOTS. Natural stone surfacing; good practice guide II. [WWW]. Saatavissa: <http://scots.sharepoint.apptix.net/nss/default.htm>. Society of Chief Officers of Transportation in Scotland, 2004.

SFS EN 933. Kiviainesten geometristen ominaisuuksien testaus. Osat 1–5. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry.

SFS EN 1097. Kiviaineksen mekaanisten ja fysikaalisten ominaisuuksien testaus. Osat 1–6. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry.

SFS EN 1342. Ulkotilojen noppa- ja nupukivet. Vaatimukset ja testausmenetelmät. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry 21.1.2013.

SFS EN 1343. Ulkotilojen reunakivet. Vaatimukset ja testausmenetelmät. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry 21.1.2013.

SFS EN 7017. Betonista tai luonnonkivistä tehdyille ulkotilojen päällystekiville, -laatoille ja reunakiville eri käyttökohteissa vaadittavat ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry 28.4.2014.

SFS EN 12372. Natural stone test methods. Determination of flexural strength under concentrated load. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry 23.11.2009.

SFS EN 13285. Unbound mixtures. Specifications. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry 24.1.2011.

SFS EN 14231. Luonnonkivien testausmenetelmät. Pinnan karheuden määrittäminen heiluritestillä. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Vahvistettu: Rakennustuoteteollisuus RTT ry 10.11.2003.

Statens Vegvesen. Vegbygning håndbok N200. ISBN: 978-82-7207-672-5. Vegdirektoratet, 2014.

S;T Eriks. Modern stenålder. En markhandbok för dig som arbetar med utemiljöer.

Svensk Markbetong. Belegning med plattor och marksten av betong. Projekteringsanvisningar och rekommendationer. Svensk Markbetong ja Svenska Kommunförbundet, 2002.

Svensk Markbetong. Markstenbeläggningar för industriytor. Svensk Markbetong ja berge.se, 2006.

Tiehallinto. Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D. Tiehallinto, tie- ja geotekniikka 2005.

Tiehallinto. Suunnitteluohjeiden ja laatuvaatimusten kehittäminen. Tiehallinnon sisäisiä julkaisuja 34/2008. Edita Prima Oy, Helsinki, 2008.

Tielaitos. Analyttisessä mitoituksessa käytettävät asfalttipäällysteen jäykkyydet ja väsymismallit. Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja 50/1999, Helsinki 1999.

Tielaitos. Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset; Kovat pintaverhoustyöt, sadevesikourut, reunatuet ja sorapinnat. Tielaitos, Helsinki 1998.

Tierakenteen suunnittelu. Suunnitteluvaiheen ohjaus. ISBN 951-803-402-8. Verkkojulkaisu: (www.tiehallinto.fi/julkaisut). Tiehallinto, Helsinki 2004.

TL Pflaster-StB. Technische Lieferbedingungen für Bauprodukte zur Herstellung von Pflasterdecken und Plattenbelägen. Notification draft (Doc.) 31.3.2004.

Ulonska Dietmar. Planung und Ausführung dauerhafter Betonpflasterbauweisen. Betonverband Straße , Landschaft, Garten e.V. (SLG) Bonn, 2009.

ZTV Pflaster-StB. Research Society for Highways and Traffic Affairs. Draft 5.7 (Doc.) after 26.7.2005.

LIITTEET

1. Liite: Tutkimustulokset saumausaineiden soveltuvuudesta ja vastustuskyvystä ruohottumista vastaan. (Glasare ja Westman 2008)
2. Liite: Norjalainen rakennesuunnittelu taulukko betonikivipäällysteisen päätien rakentamiseksi. (NBIF 2000)
3. Liite: Norjalainen tieluokan määrittämisdiagrammi standardi akselien ylityskertoina laskettuna. (Statens Vegvesen 2014)
4. Liite: Skotlannin Failure risk model luonnonkivipäällysteille. (SCOTS 2004)
5. Luonnonkivipäällysteitä koskeva kysely 2015, Turku.
6. Luonnonkivipäällysteitä koskeva kysely 2015, Tampere.
7. Luonnonkivipäällysteitä koskeva kysely 2015, Lahti.
8. Luonnonkivipäällysteitä koskeva kysely 2015, Helsinki.
9. Luonnonkivipäällysteitä koskeva kysely 2015, Oulu.

LIITE 1

Typ av fog	Exempel på benämning	Innehåll/ tilläts	Utförande	Rekommenderad trafik	Dränerande
Traditionell grusfog		Grus med kornstora	Fogad påfylls och sopas ned i fogarna, därefter vättning	Fungerar på trafikerade ytor	Ja
Lignin blandat med fogmaterial	- Durtek - Sterfog	Lignin från träindustrin	Samma förfarande som för traditionell grusfog.	Fungerar på trafikerade ytor	Ja
Vaxgränslat blandat med kortsand		Vax	Vaxgränslat smälts ned i fogarna med brännare. Tidobärande då man måste stå stilla med brännaren då vaxgränslat smälter. Kan behöva upprepas.	Fungerar på trafikerade ytor, liggre trafikbäslare.	Nej
Trassalkalk blandat med fogmaterial		Hydrauliskt kalk	Samma förfarande som för traditionell grusfog.	Ej bra på trafikerade ytor	Ja något dränerande
Polymerer blandat med fogmaterial	- Granuscan S40 - Rompaq Easy och Dian - Fugl Solid sten-läggingsfog - Technax	Polymerer	Fogad påfylls och sopas ned i fogarna, vättning.	Ärsatt för lätt trafikerade ytor	Ja
Varfiber blandat med fogmaterial	- Ecortyl/ Stabulur - Enirobond	Varfiber	Fogad påfylls och sopas ned i fogarna, därefter vättning och vättning.	Ärsatt för lätt trafikerade ytor	Ja
Epoxi	- Vissa varianter av Romex/Rom-pox. - Vissa varianter av Granuscan M4000	Epoxi	Utförande beror på typ av fog. OBS! Kanligt för kall väderlek	Ärsatt för tungt trafikerade ytor. Då hårda belastningar	Nej
Asfalt (gjutasfalt all betonen)		Asfalt och tilläts	Hälls ned i fogarna manuellt. Fogarna kan inte vara för smala.	Fungerar även på tungt trafikerade ytor	Nej
Betong		Cement	Cementbryt till fogarna. Jordfuktig betong med i fogarna. Viktig med tid för härdning, skall ej utlösas vid temperaturer under + 5 grader	Cementbryt till fogarna. Jordfuktig betong varierar i kvalitet och därför svar att bedöma, kan spricka efter hand	Cementbryt är inte dränerande jordfuktig betong är något dränerande
Övrigt	- STARKAS Dunfog	Starkt basiskt ämne	Samma förfarande som för traditionell grusfog.	Lätt trafik	Ja

Resistens mot rensningsmaskiner	Resistens till ogräs	Miljöfärlighet /arbetsmiljö	Andra aspekter
Nej ej tillräckligt	Fungerar om ytan sälls tillräckligt.	Ingen direkt påverkan	Fogen måste fyllas och beredas speciellt vid nyinfästning. Kräver underhåll speciellt på ytor som renhålls ofta.
Nej ej tillräckligt	Ej kontrollerat	Ingen direkt påverkan	Brun färg vid nyinfästning
Ja	Ja	Ingen direkt påverkan. Förbrukar energi vid utförandet eftersom granulatet smälts ned dock är detta en engångsförekomst och ytan kräver lite energi att underhålla med tunna på ogräs.	Lösas upp av oljeprodukter. För ej utföras vid risk för regn. Svart att få bort fogmaterialet vid återanvändning av stenen.
Om materialet har hårdhet. Har ej motståndskraft efter vättning	Mer resistent än traditionellt fogmaterial	Dammur och löpver till näsa och man vid utförande. Skyddsutrustning rekommenderas.	
Ja	Mer resistent än traditionellt fogmaterial	Luktar något vid utförandet	För ej utföras vid kall väderlek (temperaturer på respektive fabrikt). Naturstenar blir blanka, mattas med tiden.
Nej ej tillräckligt	Ja enligt Forscylare Ej tillfredsställande enligt Malmö	Ingen direkt påverkan	Lös konststens vid regn och hård konststens vid torka
Ja	Ja	Färligt för vattenlevande organismer och kan framkalla allergier vid oönskat tillstånd. Ej färligt vid hårdast tillstånd.	För ej utföras vid kall väderlek (temperaturer på respektive fabrikt). Svart att få bort fogmaterialet vid återanvändning av stenen.
Ja	Ja	Asfalt tillverkat av petroleum som är en ändlig resurs. Ingen direkt påverkan	Nackdel ur estetisk påverkan (kan färgas). Svart att få bort fogmaterialet vid återanvändning av stenen
Ja	Ja	Ingen direkt påverkan	Svart att rensa vid grävmask. Svart att få bort fogmaterialet vid återanvändning av stenen
Ja vid rätt utförande	Ja	Ingen direkt påverkan	
Nej ej	Ja enligt test i Åhus	Kan enligt säkerhetsblad irritera ögon, andningsorgan och hud	

LIITE 2

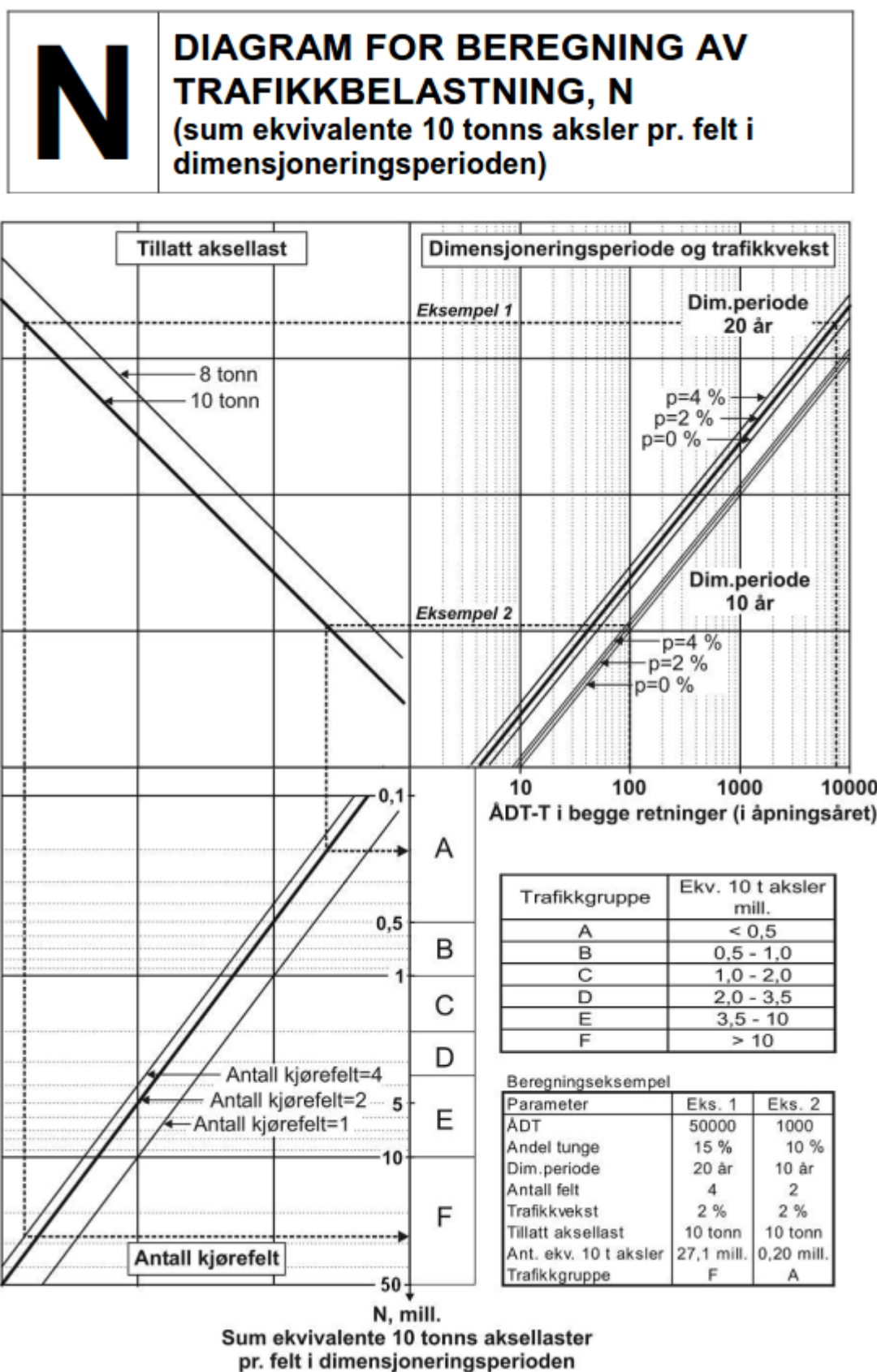
Dimensjoneringsstabell for vegoverbygninger - Hovedveger

ÅDT_k 100 300 1000 3000 1500 5000 15000 10000 30000

Vegdekke						
Belegningsstein ¹⁾	8,0			10,0		
Settelag	3,0					
Bærelag						
Gk, Knust grus	12					
Fk, Knust fjell	12	15				
Ap, Asfaltert pukk	6	9	12	15	18	21
Ag, Asfaltert grus	4	6	8	10	12	14
Ag over Ap		3 + 4	4 + 6	4 + 9	4 + 12	5 + 12
Cg, Sementstab. grus	12	15			18	
Forsterkningslag på:						
Steinfylling, fjell (1)	Eventuell avretting					
Grus, sand, velgrad T1 (2)	0					
Grus, sand, ensgrad, T1 (3)	10	20	30	40		
Spr. stein, st.fyll, T2 (3)	10	20	30	40		
Grus, sand, morene T2 (4)	20	30	40	50	60	70
Grus, sand, morene T3 (5)	30	40	50	60	70	80
Silt, leire T4 Su > 50 (6)	40	50	60	70	80	90
37,5 < Su < 50	40 + 10	50	60	70	80	90
25 < Su < 37,5	40 + 30	50 + 20	60 + 10	70	80	90
Su < 25	40 + 60	50 + 50	60 + 40	70 + 30	80 + 20	90 + 10

1) Økningen i steintykkelse til 100 mm ved ÅDT_k er i hovedsak begrunnet ut fra ønsket tykkelse etter en tids piggedekkslitasje

LIITE 3



LIITE 4

Appendix A – Failure Risk Model

A.1 Failure Risk Model

As the preceding sections have demonstrated there are many factors to consider in producing a successful natural stone paving design. A failure risk model has been developed to ensure that all of the elements of the design process have been considered correctly. The risk model can act as a check on the design. The aim of the model is to provide a rapid check on the suitability of the design for its intended setting. The model also considers some of the factors that are not quantified in the design process such as workmanship.

The risk assessment is essentially a parametric analysis in which the most significant parameters influencing the performance of natural stone pavements are considered. The calculation process employed in the model derives a value that has been termed the Natural Stone Paving Failure Index.

The model has been developed as part of the research project for SCOTS and based on the experience and knowledge of the project team. There are areas of the model that will become better defined as knowledge of the behaviour of natural stone pavements advances. However testing of the model with a range of current and past specifications has shown that it can provide a reliable indication of the risk of failure of a natural stone pavement. It must be stressed that this is a risk model and it distinguishes between high and low failure risk for natural stone pavements. It does not indicate that a pavement will or will not fail or when. By definition low risk events can occur and high-risk events may not occur.

A.2 Parameters

The current model is restricted to considering the parameters that have the greatest significance in terms of the performance of natural stone pavements. As knowledge advances the model will be refined through better defining the influence of the existing parameter sets and by introducing additional parameters that have a lesser influence. The parameters considered in the model and how the values used in the model have been derived are discussed below.

A.3 Resistance to Failure

This is a composite parameter in that the values for resistance to failure are derived from the relationships between stone element size, shape, texture and joint or bedding material strength. The design protocol presented in this guide outlines two distinct controls in terms of resistance to failure, joint controlled and bedding controlled. The type of control that is relevant to a given element is dependent upon its size and shape. Setts, cubes and blocks are joint controlled and tiles and flags are bedding controlled. The structure of the risk model reflects this. The resistance to failure parameter for blocks, setts and cubes is joint dominant with a subordinate contribution from bedding. For tiles and flags the bedding is dominant with a subordinate contribution from jointing. As a result the model will indicate that any design that does not exploit the natural support tendency of the elements involved is adopting a high-risk approach. In a flagged pavement it may be theoretically possible to compensate for bedding deficiencies with a very high performance joint material but the model will still indicate that this is a high risk solution.

A.4 Formula and Tables

The following formula and tables detail the parameters to be used in the calculation of the Paving Failure Index.

A.4.1 Parameters for Stone Units, Joints and Laying Course and Laying Pattern

The initial resistance to failure parameter value for cubes, setts and blocks is calculated as follows: -

$$\text{Equation 4.1} \quad (A_p * S_t * J_s * P) + (0.1 * A_b * B_s * P) = R_j$$

Where A_p is the effective perimeter area parameter (Table 4.12, 4.13)
 A_b is the effective base area parameter (Table 4.16, 4.17)
 S_t is the element surface texture parameter (Table 4.21)
 J_s is the Joint strength parameter (Table 4.22)
 B_s is the bedding strength parameter (Table 4.23)
 P is the laying pattern of the elements (Table 4.20)
 R_j is the Joint controlled failure resistance parameter

The initial resistance to failure parameter value for tiles and flagstones is calculated as follows: -

$$\text{Equation 4.2} \quad (A_b * B_s * P) + (0.1 * A_p * S_t * J_s * P) = R_b$$

Where A_p is the effective perimeter area parameter (Table 4.14, 4.15)
 A_b is the effective base area parameter (Table 4.18, 4.19)
 S_t is the element surface texture parameter (Table 4.21)
 J_s is the Joint strength parameter (Table 4.22)
 B_s is the bedding strength parameter (Table 4.23)
 P is the laying pattern of the elements (Table 4.20)
 R_b is the bedding controlled failure resistance parameter

The initial resistance to failure parameter value for cubes, setts and blocks in an unbound construction is calculated as follows: -

$$\text{Equation 4.3} \quad (0.4 * A_p * S_t * J_s * P) + (0.6 * A_b * B_s * P) = R_{ju}$$

Where A_p is the effective perimeter area parameter (Table 4.12, 4.13)
 A_b is the effective base area parameter (Table 4.16, 4.17)
 S_t is the element surface texture parameter (Table 4.21)
 J_s is the Joint strength parameter (Table 4.22)
 B_s is the bedding strength parameter (Table 4.23)
 P is the laying pattern of the elements (Table 4.20)
 R_{ju} is the Joint controlled failure resistance parameter for unbound pavements

The range of values for perimeter area and base area have been derived from geometric relationships for the different element types (see tables 4.12 to 4.19). The surface texture parameter values have been derived based on the findings of the experimental work conducted as part of this project see Table 4.21. The joint and bedding strength parameter values have been derived from a combination of the experimental work carried out from this project, parallel experimental work, reviews of existing schemes and existing relationships from materials science (Tables 4.22 and 4.23). The laying pattern parameter values have been derived from the experimental work carried out as part of this project, geometric relationships and reviews of the performance of existing schemes (Table 4.20).

Table 4.12 Setts/ Cube Perimeter Area (A_p) Parameter Values

Setts / Cube Depth (mm)	Average Depth (mm)	Average Perimeter Area (cm ²) ⁽¹⁾	Parameter Value
< 90	80	896	1
90 – 120	105	1323	0.68
120 – 150	135	1458	0.61
150 – 180	165	2178	0.41
> 180	200	3200	0.28

Notes

(1) Effective combined perimeter of setts / cubes based on a tyre contact area of 26cm by 23cm and a grid pattern.

Table 4.13 Block Perimeter Area (A_p) Parameter Values

Surface area (cm ²)		< 450	450 - 600	600 - 800	800 - 1000	> 1000
Average area		375	525	700	900	1100
Depth (mm)	Average Depth (mm)	Parameter Values ⁽¹⁾				
< 120	100	0.58	0.49	0.56	0.75	0.68
120 – 150	135	0.43	0.36	0.42	0.55	0.5
150 – 180	165	0.35	0.3	0.34	0.45	0.41
180 – 200	190	0.3	0.26	0.30	0.39	0.36
> 200	220	0.26	0.22	0.26	0.34	0.31

Notes

(1) based on ratios of combined perimeter for blocks with a tyre contact area of 26cm by 23cm and a grid pattern

Table 4.14 Tile Perimeter Area (A_p) Parameter Values

Surface area (cm ²)		< 300	300 - 450	450 – 600	> 600
Average area		250	375	525	650
Depth (mm)	Average Depth (mm)	Parameter Values ⁽¹⁾			
< 40	35	2.02	1.65	1.40	1.26
40 – 50	45	1.57	1.29	1.09	0.98
50 – 60	55	1.29	1.05	0.89	0.8
> 60	70	1.01	0.83	0.70	0.63

Notes

(1) based on ratios of combined perimeter for blocks with a tyre contact area of 26cm by 23cm and a grid pattern

Table 4.15 Flagstone Perimeter Area (A_p) Parameter Values

	Surface area (cm^2)	< 1100	1100 - 1400	1400 - 1700	1700 - 2000	> 2000
	Average area	1000	1250	1550	1850	2150
Depth (mm)	Average Depth (mm)	Parameter Values ⁽¹⁾				
< 50	40	1.77	1.58	1.42	1.30	1.21
50 – 70	60	1.18	1.06	0.95	0.87	0.81
70 – 90	80	0.89	0.79	0.71	0.65	0.60
> 90	100	0.71	0.63	0.57	0.52	0.48

Notes

(1) based on ratios of combined perimeter for blocks with a tyre contact area of 26cm by 23cm and a grid pattern

Table 4.16 Sets / Cubes Base Area (A_b)

Area (cm^2)	Average area	Elements in contact area	Composite area	Parameter value
< 100	80	4 by 3	960	1.3
100 – 120	110	3 by 3	990	1.26
120 – 240	180	2 by 2	720	1.74
240 – 340	290	2 by 2	1160	1.08
> 340	400	2 by 2	1600	0.78

Table 4.17 Blocks Base Area (A_b)

Area (cm^2)	Average area	Elements in contact area	Composite area	Parameter value
< 450	375	2 by 2	1500	0.83
450 – 600	525	2 by 2	2100	0.60
600 – 800	700	2 by 1	1400	0.89
800 – 1000	900	1	900	1.39
> 1000	1100	1	1100	1.14

Table 4.18 Tiles Base Area (A_b)

Area (cm^2)	Average area	Elements in contact area	Composite area	Parameter value
< 300	250	2 by 2	1000	1.25
300 – 450	375	2 by 2	1500	0.83
450 – 600	525	2 by 2	2100	0.60
> 600	650	2 by 1	1300	0.96

Table 4.19 Flagstones Base Area (A_b)

Area (cm^2)	Average area	Elements in contact area	Composite area	Parameter value
< 1100	1000	1	1000	1.25
1100 – 1400	1250	1	1250	1.00
1400 – 1700	1550	1	1550	0.81
1700 – 2000	1850	1	1850	0.68
> 2000	2150	1	2150	0.58

Table 4.20 Patternation (P)

Pattern	Parameter
Grid	1.0
Stretcher	0.8
Bogan / Segmental Arch	0.6

Table 4.21 Texture (S_t)

Texture	Parameter
Cropped	1
Sawn	2
Sawn & Textured	0.3

Table 4.22 Joint Strength (J_s)

Joint Strength N/mm^2	Average	Parameter
< 10	6	1
10 – 20	15	0.4
20 – 30	25	0.24
30 – 40	35	0.17
> 40	50	0.12

Table 4.23 Bed Strength (B_s)

Bed Strength N/mm^2	Average	Parameter
< 10	6	1
10 – 20	15	0.4
20 – 30	25	0.24
30 – 40	35	0.17
> 40	50	0.12

Note

Where semi dry bedding is used apply an additional multiplying factor of 3

A.4.2 Traffic Loading Parameter

The risk model uses the same descriptive traffic loading categories as are outlined in Fig 4.1 and 4.2 in the design with the exception that an additional category is added to account for very heavily trafficked situations where there is regular and concentrated heavy vehicle usage e.g. busy bus route. The values for the traffic loading and site characteristics are based on the best judgement of the project team, traffic loading versus performance in rigid pavements and some of the guidance on traffic loading from modular pavement design. The values are outlined in Tables 4.24 and 4.25.

Table 4.24 Traffic Parameters (T)

Loading Category	Parameter
1	20
2	10
3	5
4	3
5	1

Table 4.25 Site Character (C_s)

Site Characteristics	Parameter
a	1
b	2
c	3
d	4

A.4.3 Joint Width

The design section provides guidance on optimum joint widths for stone element paving. If the joint is either narrower or wider than this optimum then the potential for failure of the joint is increased. The parameter values for joint width reflect this. The influence of this parameter is not great and the values are based on judgement at present in the absence of any quantified scientific relationships. The parameter values are shown in Table 4.26.

A.4.4 Bedding Thickness

As with joint width the design provides guidance on optimum bedding thickness for stone element pavements. If the bed thickness is less or greater than this optimum then the potential for failure is increased. Of particular relevance in relation to bedding is variability. Limits for tolerances are specified in the design section and these should be followed. Departure from these tolerances is likely to be the function of poor workmanship rather than poor design or specification. Therefore, poor bedding variation is accounted for in the workmanship parameter. The parameter values are shown in Table 4.27.

Table 4.26 Joint Width (J_w)

Joint Width (mm)	Parameter
< 5	3
5 – 10	1.5
10 – 15	1
15 – 20	1.5
> 20	2

Table 4.27 Bedding Thickness (B_t)

Bed Thickness (mm)	Parameter
< 20	4
20 – 30	2
30 – 50	1
50 – 70	2
> 70	4

A.4.5 Support Layer

The influence of the support layer of the stone element pavement is complex. The three main issues are as follows: -

- a. Compatibility with upper pavement layers
- b. Stiffness, strength and density

For all natural stone pavement types it is essential that the structural support layer is compatible with the upper pavement layers in terms of stiffness. The picture is complicated slightly by the stress distribution characteristics of the surfacing where deep elements with a large surface area or well-jointed deep elements are likely to cause wide load distribution resulting in lower deformation of the structural layer. However, in general a flexible structural layer should only be used with a flexible surfacing and a rigid support layer should only be used with a rigid surfacing. To adopt any other strategy is high risk. The risk model accounts for this with a simple “on – off” switch parameter. If the structural layer and upper layers are compatible then the parameter has a value of 1, if they are not it has a value of 4.

The issue of strength, stiffness and density is complicated. In an unbound system the structural layer may be a well-compacted granular material or a flexible bituminous material. In a bound system the structural layer may be a stiff bituminous material or a hydraulically bound material. The key indicators of performance for these three types of material are different. For granular materials the key indicator is air voids, for bituminous materials it is stiffness and for concrete it is strength. There are therefore three tables of parameter values that reflect these different influences on performance. The logic of the values attributable to these parameters is as follows.

The neutral value for the parameter values has been selected as the minimum requirement for the design. If the structural layer performs above this minimum there is little benefit to the pavement – i.e. the structural layer is over designed. If however the performance falls below the minimum then the effect on the pavement can be significant. Therefore there is a skewed distribution of values about the neutral value for these parameter sets. The values are shown in tables 4.28 and 4.29.

Table 4.28 Flexible Construction: Support Layer Characteristics (L_{sf})

Compatible		1	Incompatible		4
------------	--	---	--------------	--	---

Granular			Bituminous			Cement Bound	
Compaction	Parameter		Stiffness GPa	Parameter		Strength N/mm ²	Parameter
To Series 800	1		< 1	1.5		NA	2
Other spec.	3		1 – 2	1			
Not spec.	8		2 – 3	0.9			
			> 3	0.9			

Table 4.29 Rigid Construction: Support Layer Characteristics (L_{sr})

Compatible		1	Incompatible		4
------------	--	---	--------------	--	---

Granular			Bituminous			Cement Bound	
Compaction	Parameter		Stiffness GPa	Parameter		Strength N/mm ²	Parameter
To Series 800	1		< 2	2		< 20	2
Other spec.	5		2 – 3	1.2		20 – 30	1
Not spec.	15		3 – 4	1		30 – 40	0.9
			4 – 6	0.9		> 40	0.8
			> 6	0.8			

A.4.6 Workmanship

This is one of the greatest influences on the likely performance of a natural stone pavement and so many of the causes of failure can be attributed to poor workmanship. It is also one of the most difficult things to quantify in a scientific fashion. For the purposes of the risk model it is essential that the parameter values for workmanship reflect the potentially disastrous effect of poor workmanship. Three descriptive categories have been developed as follows: -

1. Poor. Defined as no specification of qualification and experience of operatives, no references from previous schemes, no experienced and skilled supervision.
2. Moderate. Defined as specification of qualification and experience of operatives, references from previous schemes, no experienced and skilled supervision, and no demonstration panel requirement.
3. Good. Defined as specified qualification and experience of operatives, named individual operatives required, references from previous schemes, experienced and skilled supervision, and demonstration panel.

The values are shown in Table 4.30

A.4.7 Stone Quality

This has a relatively minor influence on the performance of natural stone paving and the parameter value range reflects this. If a stone quality selection process similar to that recommended by this guide is used then a parameter value of 1 is applied if it is not then a value of 1.1 is applied (Table 4.31).

Table 4.30 Workmanship (W)

Specified Workmanship	Parameter
Poor	10
Moderate	3
Good	1

Table 4.31 Stone Quality (Q)

Stone Quality spec.	Parameter
Yes	1
No	1.1

A.4.8 Calculation Procedure

The calculation procedure for the Natural Stone Paving Failure Index (FI_{nsp}) is shown in Equation 4.4. It involves establishing which form of support mechanism, bedding or jointing, is appropriate to the type of elements being used and applying the appropriate equation from Section 1.2.1. This provides the starting value for the calculation of the Index. This value is then multiplied by the parameter values for each of the other parameters as shown in equation 4.4.

$$\text{Equation 4.4} \quad FI_{nsp} = (R_j \text{ or } R_{ju} \text{ or } R_b) * T * C_s * (J_w \text{ or } B_t) * (L_{st} \text{ or } L_{st}) * W * Q$$

A simple calculation template is included on the Calculation sheets below. There are three sheets one each for

- Flexible Construction
- Rigid Construction
- Flagstone and Tiles

To use the sheets insert the appropriate parameter values from the relevant tables and then follow the calculation procedure on the template.

A.5 Use of the Natural Stone Paving Failure Index

The calculation process outlined above derives a value for the Index. If the value is above 10 then it is likely that at some point during its life the natural stone pavement in question will suffer failures. These failures are likely to be more than mere localised serviceability failures and are likely to require invasive repair rather than just surface maintenance. As the value increases above ten there is increasing risk of failure and increasing risk of that failure occurring early in the life of the pavement and / or being severe and widespread.

If the Index value is below ten then there is a low risk of significant failure occurring. There may be minor serviceability failures that can be remedied without significant invasive repair or localised failures that require minor invasive repair. The lower the value the less risk of either of these occurring.

It should be noted that in the case of unbound surfacings the model assumes that regular, appropriate maintenance of the surfacing is carried out. If this is not the case then a more severe failure than indicated by the index value could occur.

As indicated at the outset of this section the index is not intended as a definitive statement on the condition or likely performance of a pavement. It is intended to act a guide to those responsible for making decisions associated with the procurement and management of Natural Stone Streetscapes as to the risks that are associated with the various options that exist. In the case of existing schemes the Index could be used to evaluate the risks associated with the pavement during its functional life and the need to make provision for works at some future date.

A.6 Calculation Sheets for Natural Stone Failure Index

A.6.1 Calculation Procedure 1 - Cubes, Setts and Blocks

Step 1 - Enter Element type

If Sett, Cube or Block Continue on this Sheet. If Flagstone or Tile go to calculation procedure 3.

Step 2 - Enter Construction type

If Rigid continue on this sheet. If flexible go to calculation procedure 2.

Step 3 - Check element depth and look up parameter value from Table 4.12 or 4.13.

Enter depth parameter value

a

Step 4 - Check element plan area and look up parameter value from Table 4.16 or 4.17.

Enter plan area parameter value

b

Step 5 - Check joint strength and look up parameter value from Table 4.22.

Enter joint strength parameter value

c

Step 6 - Check bedding strength and look up parameter value from Table 4.23.

Enter bedding strength parameter value

d

Step 7 - Check element surface texture and look up parameter value from Table 4.21.

Enter surface texture parameter value

e

Step 8 - Check laying pattern and look up parameter value from Table 4.20.

Enter laying pattern parameter value

f

Step 9 - Calculate jointing controlled resistance parameter as follows: -

$$(a \square \times c \square \times e \square \times f \square) + (0.1 \times b \square \times d \square \times f \square)$$

Step 10 - Enter jointing controlled resistance parameter R_j

Step 11 - Check traffic loading and look up parameter value from Table 4.24

Enter traffic loading parameter value

g

Step 12 - Check site category and look up parameter value from Table 4.25

Enter site category parameter value

h

Calculation Procedure 1 - Cubes, Setts and Blocks (cont.)

Step 13 - Check joint width and look up parameter value from Table 4.26

Enter joint width parameter value
i

Step 14 - Check structural layer characteristics. Check Step 2 for construction type. If rigid look up structural layer parameter value from Table 4.29. If flexible look up value from Table 4.28.

Enter structural layer parameter value
j

Step 15 - Check workmanship and look up parameter value from Table 4.30

Enter workmanship parameter value
k

Step 16 - Check stone quality and look up parameter value from Table 4.31

Enter stone quality parameter value
l

Step 17 - Calculate Natural Stone Failure Index as Follows: -

R_s x g x h x i x j x k x l

Enter the Natural Stone Paving Failure Index

A.6.2 Calculation Procedure 2 - Cubes, Setts and Blocks - Flexible Construction

Step 1 - Enter Element type

If Sett, Cube or Block Continue on this Sheet. If Flagstone or Tile go to calculation procedure 3.

Step 2 - Enter Construction type

If flexible continue on this sheet. If rigid go to calculation procedure 1.

Step 3 - Check element depth and look up parameter value from Table 4.12 or 4.13.

Enter depth parameter value **a**

Step 4 - Check element plan area and look up parameter value from Table 4.16 or 4.17.

Enter plan area parameter value **b**

Step 5 - Check joint strength and look up parameter value from Table 4.22.

Enter joint strength parameter value **c**

Step 6 - Check bedding strength and look up parameter value from Table 4.23.

Enter bedding strength parameter value **d**

Step 7 - Check element surface texture and look up parameter value from Table 4.21.

Enter surface texture parameter value **e**

Step 8 - Check laying pattern and look up parameter value from Table 4.20.

Enter laying pattern parameter value **f**

Step 9 - Calculate jointing controlled resistance parameter as follows: -

$$(0.4 \times a \text{ } \times c \text{ } \times e \text{ } \times f \text{ }) + (0.6 \times b \text{ } \times d \text{ } \times f \text{ })$$

Step 10 - Enter jointing controlled resistance parameter **R_j**

Step 11 - Check traffic loading and look up parameter value from Table 4.24

Enter traffic loading parameter value **g**

Step 12 - Check site category and look up parameter value from Table 4.25

Enter site category parameter value **h**

Calculation Procedure 2 - Cubes, Setts and Blocks - Flexible Construction (cont.)

Step 13 - Check joint width and look up parameter value from Table 4.26

Enter joint width parameter value
i

Step 14 - Check structural layer characteristics. Check Step 2 for construction type. If rigid look up structural layer parameter value from Table 4.29. If flexible look up value from Table 4.28.

Enter structural layer parameter value
j

Step 15 - Check workmanship and look up parameter value from Table 4.30

Enter workmanship parameter value
k

Step 16 - Check stone quality and look up parameter value from Table 4.31

Enter stone quality parameter value
l

Step 17 - Calculate Natural Stone Failure Index as Follows: -

$$R_{st} \square \times g \square \times h \square \times i \square \times j \square \times k \square \times l \square$$

Enter the Natural Stone Paving Failure Index

LIITE 5

1. Kuinka paljon (metriä/km) luonnonkivipäällysteisiä katuja/autoliikenteen ajoratoja kaupungin alueella? (ei betonikivipäällysteitä)

- Ajorata luokka I ~ 485 m
- Ajorata luokka II ~ 154 m
- Ajorata luokka III ~ 2673 m

Lisäksi on luonnonkivipäällysteisiä kevyenliikenteen väyliä, jalkakäytäviä ja väli- ja erotuskaistoja, linja-autopysäkkien odotustiloja, tori- ja aukio alueita sekä tonttiliittymiä, jotka sijaitsevat pääsääntöisesti yllä mainittujen ajoratojen katualueella (eivät mainituissa luvuissa mukana). Säilytettävistä katukiveyksistä Kh:n päätös 16.11.1982 § 4022.

2. Onko raskaasti kuormitettuja kiveyksiä (määrä)? (bussiliikenne/ kuorma-autot/ muut raskaat ajoneuvot)

Raskaasti kuormitettuja luonnonkiveyksiä on vain hyvin vähäisessä määrin. Pääosa luonnonkivistä kaduista on tonttikatuja (katuluokka 5) ja luonnonkivipäällyste on mukulakivi.

3. Mikä on sidottujen ja sitomattomien kiveysten osuudet liikennöidyillä kiveyksillä?

Melkein kaikki sitomattomia.

4. Mikä on arvio/tieto rakennetyyppien kestävyydestä? (sidotut vs. sitomattomat) Mikä on merkittävin ongelma? (Urautuminen, kivien irtoilu, routavauriot,...)

Ei arviota kestävyydestä. Merkittävin ongelma lienee saumahiekan poistuminen koneellisen puhtaanapidon yhteydessä.

5. Onko kokemuksia erikoisista rakenneratkaisuista tai kokeilurakenteista, kuten erilaisista sidosmateriaaleista tai asennusaluksista? (muovipohjaiset saumausaineet, masuunihiekka, ...) Erityisesti kiinnostaa rakennettavuus ja rakenteen kestävyys.

Ei ole

6. Onko kaupungilla kiveysten ylläpitoon tarkastus- tai korjaussykliä, vai toimitaanko tilanteen mukaan, kun huomataan tai ilmoitetaan viasta/puutteesta. Esimerkiksi säännöllinen rytmi saumaushiekan lisäämiseksi.

Tilanteen mukaan

7. Mitkä ovat ajoratojen kiveysten ladontakuviot? Erityisesti kiinnostaa, jos on käytetty jotain muuta kuin tiililadontaa.

Pääosa kiveyksistä mukulakiveä, ei ladontakuviota

Turun kaupunki

Yhteyshenkilöt: Janne Laine ja Kari Linnakoski

LIITE 6

1. Kuinka paljon (metriä/km) luonnonkivipäällysteisiä katuja/autoliikenteen ajoratoja kaupungin alueella? (ei betonikivipäällysteitä)

Autoliikenteellä luonnonkivipäällysteisiä katuja on seuraavasti:

- Hämeenkatu, väli: Hämeenpuisto – Rautatienkatu
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 1 050 m
- Kauppakatu, väli: Hämeenpuisto – Aleksis Kiven katu
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 400 m
- Åkerlundinkatu, väli: Yliopistonkatu – Ratapihankatu
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 100 m
- Insinöörinkatu, väli: Lindforsinkatu – Tamppikuja
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 100 m
- Puutarhakatu, väli: Näsilinnankatu – Aleksis Kiven katu (korotettu suoja-
tie)
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 40 m
- Lindforsinkatu, väli: Insinöörinkatu – Ahvenisjärventie (suoja-
tie/liittymä)
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 25 m
- Tuomiokirkonkatu, väli: Satakunnankatu – Siukolankatu (suoja-
tie/korotettu liittymä)
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 20 m
- Kyttälänkatukatu, väli: Tuomiokirkonkatu – Hämeenkatu (suoja-
tie/korotettu liittymä)
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 20 m
- Kyttälänkatukadun ja Koskikadun kulmaus (korotettu suojatie)
 - Nupukiveys
 - Pituus noin 15 m
- Palomäentie, väli Laiskolankuja – Näkötorintie ja väli Pyynikintie – Ma-
riankatu

- Kenttäkiveys
- Pituus noin 130 m / noin 170 m (yhteensä noin 300 m)
- Kurilankatu, väli: Koulukatu – Papinkatu
 - Kenttäkiveys
 - Pituus noin 120 m
- Makasiininkatu, väli Saarikuja – katu päättyy
 - Kenttäkiveys
 - Pituus noin 60 m
- Saarikuja
 - Kenttäkiveys
 - Pituus noin 50 m
- Tori-/aukioalueet (Keskustori, Jugend-tori, Pakkahuoneenaukio, Pyynikintori, Heinätori...)
 - Keskustorilla nupu-, noppa- ja kenttäkiveä
 - Jugend-torilla nupukiveys
 - Pakkahuoneenaukiolla luonnonkivilaatta
 - Pyynintorilla ja Heinätorilla kenttäkiveys
- Kiertoliittymien yliajettavat kavennustilat
 - Ainakin pääosin, ellei peräti kaikki, nupukiveyksellä

Lisäksi on muutama nupukivellä oleva suojatie (esim. Aleksis Kiven katu ja Satakunnankatu).

2. Onko raskaasti kuormitettuja kiveyksiä (määrä)? (bussiliikenne/ kuorma-autot/ muut raskaat ajoneuvot)

Käytännössä seuraavat ovat raskaasti kuormitettuja osuuksia:

- Hämeenkatu
- Kauppakatu (rajauksin)
- Jugend-tori (linja-autot)
- Keskustori (rajauksin)
- Pyynikintori (linja-autot).

3. Mikä on sidottujen ja sitomattomien kiveysten osuudet liikennöidyillä kiveyksillä?

Sidottuja luonnonkivipäällysteisiä katuja ei käytännössä ole. Osa nupukiveyksistä osittain (”puoliksi”) sidottuja rakenteita, asennushiekan sekaan on lisätty sementtiä (vaatimus: 5 paino-%). Saumaus on tehty hiekalla.

Esimerkiksi kiertoliittymien kavennustiloissa ja yksittäisissä korotetuissa liittymissä (viime vuosina toteutetut) on käytetty nykyaikaisia saumaustuotteita (Grepur/Grepox), joita levitetään noin 5 cm korkeudelle sauman yläpinnasta lukien. Tämän alapuolinen sauman osuus on tehty hiekalla. Sauman alaosan tiivis-

täminen (lähinnä vesikastelu) on koettu haasteelliseksi (jälkipainumat), joten jatkossa vaatimukseksi tulee koko sauman käsittely em. erikoistuotteilla. Sidottu sauma kestää paremmin räsitystä (mm. ajoneuvojen, kunnossapidollisten toimenpiteiden ja sääolosuhteiden aiheuttamat räsitykset) ja vähentää kunnossapidollisten toimenpiteiden tarvetta (mm. saumamateriaalin lisäystarve ja rikkakasvien torjunta). ”Museokadut”. Kenttäkiveykset on asennettu hiekkaan ja saumat hiekalla (kenttäkiveyksillä rakenteen kestävyys kannalta olennaista on ladonta; vrt. kalan suomu → kivien nojautuminen toisiinsa).

4. Mikä on arvio/tieto rakennetyyppien kestävydestä? (sidotut vs. sitomattomat) Mikä on merkittävin ongelma? (Urautuminen, kivien irtoilu, routavauriot,...)

Nupukiveyksellä urautuminen (kiven kuluminen + rakennedeformaatio) on merkittävin ongelma (pääkadut). Kenttäkiveyksillä merkittävin ongelma on irtoavat (yksittäiset) kivet, nämä katu-/torialueet ovat todella vanhoja ”museokatuja”. Muun muassa talvikunnossapidon, raskaiden koneiden (ajoneuvot, nosturit) yms. myötävaikutuksesta yksittäisiä kiviä irtoilee.

5. Onko kokemuksia erikoisista rakenneratkaisuista tai kokeilurakenteista, kuten erilaisista sidosmateriaaleista tai asennusaloista? (muovipohjaiset sauma-aineet, masuunihiekka, ...) Erityisesti kiinnostaa rakennettavuus ja rakenteen kestävyys.

Masuunihiekkaa on kokeiltu Hämeenkadulla...tästä on toimitettu/toimitetaan tietoa erikseen. Sauma-aineiden osalta ks. edellinen kohta. Pitkäaikaisvaikutuksista ei ole vielä tietoa.

6. Onko kaupungilla kiveysten ylläpitoon tarkastus- tai korjaus sykliä, vai toimitaanko tilanteen mukaan, kun huomataan tai ilmoitetaan viasta/puutteesta. Esimerkiksi säännöllinen rytmi saumaushiekan lisäämiseksi.

Ei ole säännöllistä rytmiä korjaustoimenpiteiden ajoittamiseen. Hämeenkadulla toki on säännöllisen epäsäännöllisesti kunnostettavia paikkoja (mm. Stockmannin ja Sokoksen edustan suojatieosuudet kunnostetaan harva se vuosi).

7. Mitkä ovat ajoratojen kiveysten ladontakuviot? Erityisesti kiinnostaa, jos on käytetty jotain muuta kuin tiililadontaa.

Käytetty on ainoastaan tiililadontaa (nupukiveykset).

Tampereen kaupunki

Yhteyshenkilöt: Raija Tevaniemi ja Kimmo Myllynen

LIITE 7

1. Kuinka paljon (metriä/km) luonnonkivipäällysteisiä katuja/autoliikenteen ajoratoja kaupungin alueella? (ei betonikivipäällysteitä)

Lahdessa on noin karkeasti 2,3 km luonnonkivipäällystettyjä katuja.

2. Onko raskaasti kuormitettuja kiveyksiä (määrä)? (bussiliikenne/ kuorma-autot/ muut raskaat ajoneuvot)

Luonnonkivipäällystetyillä kaduilla on ainakin huoltoliikennettä ja osin myös bussiliikennettä.

3. Mikä on sidottujen ja sitomattomien kiveysten osuudet liikennöidyillä kiveyksillä?

Tuohon ei tähän hätään valitettavasti löydy vastausta.

4. Mikä on arvio/tieto rakennetyyppien kestävydestä? (sidotut vs. sitomattomat)
Mikä on merkittävin ongelma? (Urautuminen, kivien irtoilu, routavauriot,...)

Pahin ongelma on urautuminen, joka johtaa välillä kivien irtoiluun. Rautavaurioita ei juurikaan ole.

5. Onko kokemuksia erikoisista rakenneratkaisuista tai kokeilurakenteista, kuten erilaisista sidosmateriaaleista tai asennusaluista? (muovipohjaiset saumaussaineet, masuunihiekka, ...) Erityisesti kiinnostaa rakennettavuus ja rakenteen kestävyys.

Ei ole

6. Onko kaupungilla kiveysten ylläpitoon tarkastus- tai korjaussykliä, vai toimitaanko tilanteen mukaan, kun huomataan tai ilmoitetaan viasta/puutteesta. Esimerkiksi säännöllinen rytmi saumaushiekan lisäämiseksi.

Lahden kaupungilla ei ole korjaussykliä, vaan korjaukset tehdään tarvittaessa.

7. Mitkä ovat ajoratojen kiveysten ladontakuviot? Erityisesti kiinnostaa, jos on käytetty jotain muuta kuin tiililadontaa.

Ladonkuviona on kaariladonta.

Lahden kaupunki

Yhteyshenkilö: Jani Tuhkanen

LIITE 8

1. Kuinka paljon (metriä/km) luonnonkivipäällysteisiä katuja/autoliikenteen ajoratoja kaupungin alueella? (ei betonikivipäällysteitä)

Luonnonkivipäällysteisiä ajoratoja on pinta-alan mukaan 231268,2 m² ja pituuden mukaan 21945,7 m.

2. Onko raskaasti kuormitettuja kiveyksiä (määrä)? (bussiliikenne/ kuorma-autot/ muut raskaat ajoneuvot)

Meidän rekisteritiedoissa ei ole eroteltu esimerkiksi bussikaistoja.

3. Mikä on sidottujen ja sitomattomien kiveysten osuudet liikennöidyillä kiveyksillä?

Suurin osa kiveyksistä on sitomattomia. Sidottuja kiveyksiä on todella vähän.

4. Mikä on arvio/tieto rakennetyyppien kestävydestä? (sidotut vs. sitomattomat) Mikä on merkittävin ongelma? (Urautuminen, kivien irtoilu, routavauriot,...)

Urautuminen on merkittävin ongelma.

Lisäksi ongelmallisia kohteita ovat olleet kansien päälle tehdyt kiveykset. Kannen yläpuolelle rakennettava betoninen suojakansi on ollut liian lähellä ajoradan pintaa, eikä kiveyksen alla olevassa asennushiekassa ei ole ollut kuivatusta. Tästä syystä kiveykset ovat todennäköisesti purkautuneet. Suojakannen pinnan ja ajoradan pinnan etäisyys tulisi suunnitella paksummaksi ja siihen olisi asennettava salaojitus kuivatusratkaisuksi tai jos alueen korkojen vuoksi se ei ole mahdollista, niin silloin ratkaisu olisi suunniteltava vesieristykseltään sillan kannen tavoin kuorirakenteena. Tämä ongelma ei liity pelkästään raskaalle liikennekuormitukselle altistuviin kivipäällysteisiin.

5. Onko kokemuksia erikoisista rakenneratkaisuista tai kokeilurakenteista, kuten erilaisista sidosmateriaaleista tai asennusaluista? (muovipohjaiset saumausaineet, masuunihiekka, ...) Erityisesti kiinnostaa rakennettavuus ja rakenteen kestävyys.

Saumausaineina on käytetty saumauslaastia ja bitumia. Saumauslaastia on käytetty lähinnä suojateiden kohdalla sekä muilla jalankulkualuilla. Bitumilla on juotettu saumoja, jotta mäkien kohdalla katua pitkin virtaavat hulevedet eivät veisi saumaushiekkoja mennessään.

6. Onko kaupungilla kiveysten ylläpitoon tarkastus- tai korjaussykliä, vai toimintaanko tilanteen mukaan, kun huomataan tai ilmoitetaan viasta/puutteesta. Esimerkiksi säännöllinen rytmi saumaushiekan lisäämiseksi.

Kiveyksiä tarkkaillaan ympäri vuoden osana normaalia ylläpitoa. Korjauksia suoritetaan havaittujen puutteiden ja saatujen palautteiden perusteella.

Hyvin rakennettu kiveys on pitkäikäinen. Ongelmia aiheuttavat huolimattomasti tehdyt kaivutyöt, joissa kaivannon täyttö ja tiivistys on tehty puutteellisesti. Lisäksi on koettu vaikeaksi löytää hyviä ja ammattitaitoisia kivimiehiä.

7. Mitkä ovat ajoratojen kiveysten ladontakuviot? Erityisesti kiinnostaa, jos on käytetty jotain muuta kuin tiililadontaa.

Suurin osan on tiililadontaa, vain muutamissa paikossa on kaariladontaa.

Helsingin kaupunki

Yhteyshenkilö: Tomi Laine

LIITE 9

1. Kuinka paljon (metriä/km) luonnonkivipäällysteisiä katuja/autoliikenteen ajoratoja kaupungin alueella? (ei betonikivipäällysteitä)
 Luonnonkivipäällysteisiä katuja on vain keskustassa arviolta yhteensä noin 6,5 km.
2. Onko raskaasti kuormitettuja kiveyksiä (määrä)? (bussiliikenne/ kuorma-autot/ muut raskaat ajoneuvot)
 Tällaisia pääkatuja on arviolta yhteensä noin 2,5 km edellä mainituista 6,5 km:sta.
3. Mikä on sidottujen ja sitomattomien kiveysten osuudet liikennöidyillä kiveyksillä?
 Kaikki kiveykset on sitomattomia.
4. Mikä on arvio/tieto rakennetyyppien kestävyydestä? (sidotut vs. sitomattomat)
 Mikä on merkittävin ongelma? (Urautuminen, kivien irtoilu, routavauriot,...)
 Rakenne on vanha ja kestänyt hyvin. Kaduilla on paikallisia painumia, jonka vuoksi kadun pinta on epätasainen ja lisää rengasmelua ja tärinää autoille.
5. Onko kokemuksia erikoisista rakenneratkaisuista tai kokeilurakenteista, kuten erilaisista sidosmateriaaleista tai asennusaluista? (muovipohjaiset saumaussaiheet, masuunihiekka, ...) Erityisesti kiinnostaa rakennettavuus ja rakenteen kestävyys.
 Ei ole käytetty kokeilurakenteita.
6. Onko kaupungilla kiveysten ylläpitoon tarkastus- tai korjaussykliä, vai toimitaanko tilanteen mukaan, kun huomataan tai ilmoitetaan viasta/puutteesta. Esimerkiksi säännöllinen rytmi saumaushiekan lisäämiseksi.
 Toimitaan tilanteen mukaan.
7. Mitkä ovat ajoratojen kiveysten ladontakuviot? Erityisesti kiinnostaa, jos on käytetty jotain muuta kuin tiililadontaa.
 Yleisimmin on käytetty kaariladontaa.

Oulun kaupunki

Yhteyshenkilö: Tapio Siikaluoma

